



**Politecnico  
di Torino**

**POLITECNICO DI TORINO**

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile  
Gestione e riqualificazione delle costruzioni e delle infrastrutture

*Modellazione numerica della stazione  
metropolitana Carlo Alberto*

Relatore

Chiar.ma Prof. Maria Rita MIGLIAZZA

Correlatori

Prof. Renato Maria COSENTINI

Prof. Daniele COSTANZO

Candidato

Saverio IRRERA

a.a. 2024/2025



## INDICE

1. INTRODUZIONE .....	1
2. SCAVO IN AMBITO URBANO .....	3
2.1 Metodi di scavo in ambito urbano.....	4
2.1.1 Scavo meccanizzato .....	5
2.1.1.1 EPB (Earth Pressure Balance).....	6
2.1.1.2 Slurry Shield e Hydroschild .....	8
2.1.1.3 TBM aperta, a scudo singolo e doppio.....	9
2.1.2 Cut and Cover .....	12
2.1.2.1 Bottom Up.....	17
2.1.2.2 Top Down .....	19
3. EFFETTI SCAVO IN AMBITO URBANO SUGLI EDIFICI ESISTENTI. 21	
3.1 Piano di Gestione del Rischio .....	22
3.2 Building Condition Survey .....	25
3.3 Building Risk Assessment .....	28
3.3.1 Deformazione di trazione limite.....	33
3.3.2 Indice di danno potenziale .....	35
3.4 Protezione dal danneggiamento .....	37
3.4.1 Misure di mitigazione dei cedimenti indotti da gallerie .....	38
4. INTERAZIONE SCAVO – TERRENO – STRUTTURA .....	41
4.1 Spostamenti indotti dallo scavo di gallerie .....	42
4.2 Metodi empirici e semi empirici per stimare i cedimenti indotti da scavi a cielo aperto .....	45
4.2.1 Metodo di Peck (1969).....	46
4.2.2 Metodo di O’Rourke et al. (1976).....	48
4.2.3 Metodo di Bowles (1988).....	51
4.2.4 Metodo di Clough & O’Rourke (1990).....	52
4.2.4.1 Scavi in terreni granulari.....	53
4.2.4.2 Scavi in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti.....	54
4.2.4.3 Scavi in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti.....	55
4.2.5 Metodo di Hsieh e Ou (1998).....	57
4.2.5.1 Valutazione dello spostamento orizzontale della parete .....	61
4.2.6 Long (2001).....	64
4.2.7 Metodo di Boone (2003) .....	66

4.2.7.1	Spostamento orizzontale .....	70
4.2.7.2	Spostamento verticale .....	73
4.2.8	Kung et al. (2007) .....	74
4.3	Metodi analitici per stimare i cedimenti indotti da scavi a cielo aperto....	76
4.3.1	Metodo MSD (Mobilizable Strength Design).....	76
4.3.2	Metodo di Fan et al. (2021).....	78
5.	METODI NUMERICI .....	80
5.1	Metodi agli elementi finiti (FEM) e alle differenze finite (FDM) .....	81
5.1.1	Zona di influenza.....	82
5.1.2	Condizioni di vincolo.....	83
5.1.3	Legami costitutivi.....	84
5.2	RS2 (Rocscience).....	86
6.	CASO STUDIO: SCAVO DELLA STAZIONE CARLO ALBERTO.....	89
6.1	Il tracciato della Linea M2 di Torino .....	89
6.2	Descrizione dell'opera .....	91
6.2.1	Posizione e contesto urbano .....	92
6.2.2	Inquadramento geologico e idrogeologico.....	93
6.2.3	Indagini geotecniche e stratigrafia di progetto.....	95
6.2.4	Modalità costruttive .....	98
6.2.4.1	Caratteristiche dei materiali .....	103
7.	MODELLAZIONE DELLO SCAVO IN RS2 .....	105
7.1	Introduzione al modello .....	105
7.1.1	Sezione di calcolo, geometria del modello e vincoli esterni.....	106
7.1.2	Legami costitutivi e parametri geotecnici .....	110
7.1.3	Carichi.....	111
7.1.4	Criteri di modellazione.....	112
7.2	Fasi del modello .....	113
8.	RISULTATI.....	120
8.1	Hardening Soil (HS).....	123
8.1.1	HS – terreno superficiale (U1) e ghiaia mista a sabbia (U2) .....	123
8.1.2	HS – terreno superficiale (U1), ghiaia mista a sabbia (U2) e Argille azzurre (U5) .....	126
8.2	Mohr Coulomb (MC).....	130
8.2.1	ITO – terreno superficiale (U1) e ghiaia mista a sabbia (U2).....	130

8.2.2	Barmax – terreno superficiale (U1) e ghiaia mista a sabbia (U2).....	133
8.2.3	Barmin – terreno superficiale (U1) e ghiaia mista a sabbia (U2) .....	136
8.2.4	ITO – terreno superficiale (U1), ghiaia mista a sabbia (U2) e Argille azzurre (U5) .....	138
8.3	Confronto riepilogativo grafici di subsidenza e stima del danno atteso .	141
8.4	Risultati con approcci empirici e semi empirici.....	152
8.4.1	Risultati con Peck (1969).....	152
8.4.2	Risultati con O'Rourke et al. (1976).....	154
8.4.3	Risultati con Clough e O'Rourke (1990).....	155
8.4.4	Risultati con Hsieh e Ou (1998).....	156
8.4.5	Risultati con Boone (2003), Boone e Westland (2005) .....	159
8.4.6	Risultati con Kung et al. (2007).....	160
9	CONCLUSIONE .....	165
	APPENDICE A – Stato deformativo fasi salienti <i>HS con argilla</i> .....	167
A.1	Condizioni iniziali .....	167
A.2	Scavo preliminare.....	168
A.3	Realizzazione tampone di fondo, diaframmi e setti temporanei .....	169
A.4	Scavo primo solaio intermedio.....	170
A.5	Ripristino condizioni pre-scavo .....	171
A.6	Scavo secondo solaio intermedio .....	172
A.7	Scavo fino a primo livello puntoni.....	173
A.8	Scavo fino a secondo livello puntoni .....	174
A.9	Scavo fino a terzo livello puntoni .....	175
A.10	Scavo fino al solettone di fondo.....	176
A.11	Riduzione proprietà meccaniche tampone di fondo.....	177
	APPENDICE B – Stato tensionale fasi salienti <i>HS con argilla</i> .....	178
B.1	Condizioni iniziali .....	178
B.2	Scavo preliminare.....	179
B.3	Realizzazione tampone di fondo, diaframmi e setti temporanei .....	180
B.4	Scavo primo solaio intermedio.....	181
B.5	Ripristino condizioni pre-scavo.....	182
B.6	Scavo secondo solaio intermedio .....	183
B.7	Scavo fino a primo livello puntoni.....	184
B.8	Scavo fino a secondo livello puntoni.....	185

B.9 Scavo fino a terzo livello puntoni.....	186
B.10 Scavo fino al solettone di fondo .....	187
B.11 Riduzione proprietà meccaniche tampone di fondo .....	188
APPENDICE C – Valutazione del danno atteso sulla struttura.....	189
C.1 Valutazione del danno atteso per Museo del Risorgimento Italiano (PNCA45), fonte Infra.To (2022).....	189
BIBLIOGRAFIA .....	193

## INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – <i>Funzionamento EPB</i> , modificata da (Shao & Lan, 2014) .....	7
Figura 2 – <i>Componenti Earth Pressure Balance</i> , modificata da (TunnelPro, s.d.).	7
Figura 3 – <i>Funzionamento Hydroshield</i> , modificata da (Guglielmetti, 2008) .....	8
Figura 4 – <i>Componenti principali TBM</i> (Castagnola, 2019).....	9
Figura 5 – <i>TBM a doppio scudo</i> , modificata da (TunnelPro, TBM a Doppio Scudo, s.d.).....	10
Figura 6 – <i>Velocità di avanzamento TBM con la resistenza del terreno</i> (Wittke, 2006) .....	11
Figura 7 – <i>Fasi realizzative diaframma in c.a. gettato in opera</i> (Acciarri, 2020)	13
Figura 8 – <i>Esecuzione parete continua di pannelli in c.a.</i> (Acciarri, 2020) .....	14
Figura 9 – <i>Modalità di realizzazione di un pannello della prima serie</i> (Leiper, 1984) .....	15
Figura 10 – <i>Metodi Bottom Up e Top Down: schemi costruttivi</i> (Railssystem, s.d.) .....	16
Figura 11 – <i>Fasi metodo Bottom Up</i> (Railssystem, s.d.) .....	18
Figura 12 – <i>Progetto sistema di metropolitane Mass Rapid Transit System in Taipei</i> (Garini, 2018).....	19
Figura 13 – <i>Fasi metodo Top Down</i> (Railssystem, s.d.) .....	20
Figura 14 – <i>Collasso edificio Shanghai, 2009</i> (Chai, Shen, Ding, Zhu, & Carter, 2014) .....	21
Figura 15 – <i>Rischio iniziale e residuo</i> (Grasso & Soldo, 2017).....	23
Figura 16 – <i>Fasi del Piano di Gestione del Rischio</i> (Grasso & Soldo, 2017) .....	24
Figura 17 – <i>Calcolo indice di vulnerabilità: fase A</i> (Guglielmetti, 2008) .....	26
Figura 18 – <i>Calcolo indice di vulnerabilità: fase B</i> (Guglielmetti, 2008).....	27
Figura 19 – <i>Parametri interazione terreno – struttura</i> (Burland, Broms, & De Mello, 1977).....	29
Figura 20 – <i>Metodo della trave equivalente</i> (Burland, Broms, & De Mello, 1977) .....	31
Figura 21 – <i>Criterio di stima del danno per edifici</i> (Boscardin & Cording, 1989) .....	32

Figura 22 – <i>Criterio di stima del danno secondo Burland (1995), (Mair, Taylor, &amp; Burland, 1996)</i> .....	32
Figura 23 – <i>Rapporto di inflessione normalizzato per travi inflesse (Burland &amp; Wroth, 1974)</i> .....	34
Figura 24 – <i>Effetti dello scavo (Schuster, Kung, Juang, &amp; Hashash, 2009)</i> .....	35
Figura 25 – <i>Profilo di cedimento verticale del terreno (Schuster, Kung, Juang, &amp; Hashash, 2009)</i> .....	37
Figura 26 – <i>Protezione subverticale (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	39
Figura 27 – <i>Protezione sub orizzontale (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	39
Figura 28 – <i>Arco di protezione calotta in sub orizzontale (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	40
Figura 29 – <i>Barriera sub orizzontale (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	40
Figura 30 – <i>Bacino di subsidenza indotto dallo scavo di una galleria (Burland, 2001)</i> .....	42
Figura 31 – <i>Curva Gaussiana (Bilotta, Russo, &amp; Viggiani, 2002)</i> .....	43
Figura 32 – <i>Relazione tra <math>s</math>, <math>u</math>, <math>\varepsilon_h</math> (Burland, 2001)</i> .....	44
Figura 33 – <i>Profili di spostamento laterale della parete, modificata da (Clough &amp; O'Rourke, 1990)</i> .....	46
Figura 34 – <i>Cedimento vs distanza normalizzati (Peck, 1969)</i> .....	47
Figura 35 – <i>Cedimento vs distanza normalizzati (O'Rourke, Cording, &amp; Boscardin, 1976)</i> .....	48
Figura 36 – <i>Spostamento laterale in fase 1 (O'Rourke, Cording, &amp; Boscardin, 1976)</i> .....	49
Figura 37 – <i>Spostamento laterale in fase 2 (O'Rourke, Cording, &amp; Boscardin, 1976)</i> .....	50
Figura 38 – <i>Spostamento laterale in fase ultima (O'Rourke, Cording, &amp; Boscardin, 1976)</i> .....	50
Figura 39 – <i>Profilo di spostamento indotto dallo scavo, modificata da (Bowles, 1988)</i> .....	51
Figura 40 – <i>Cedimento massimo con la profondità, modificata da (Clough &amp; O'Rourke, 1990)</i> .....	53

Figura 41 – <i>Cedimento in terreni granulari</i> , modificata da (Clough & O'Rourke, 1990) .....	54
Figura 42 – <i>Cedimenti in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti</i> , modificata da (Clough & O'Rourke, 1990) .....	55
Figura 43 – <i>Cedimento in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti</i> , modificata da (Clough & O'Rourke, 1990) .....	56
Figura 44 – <i>Profili di cedimento per tre tipologie di terreni</i> (Clough & O'Rourke, 1990) .....	57
Figura 45 – <i>Cedimento con profilo a mensola</i> (Hsieh & Ou, 1998) .....	58
Figura 46 – <i>Cedimento con profilo concavo parete</i> (Hsieh & Ou, 1998) .....	59
Figura 47 – <i>Inflessione parete vs cedimento massimo del terreno</i> (Hsieh & Ou, 1998) .....	59
Figura 48 – <i>Relazione tra deformata a mensola e concava</i> (Hsieh & Ou, 1998) .	60
Figura 49 – <i>Deformate della parete</i> (Hsieh & Ou, 1998) .....	61
Figura 50 – <i>Spostamento laterale della parete vs rigidità e FS</i> (Clough, Smith, & Sweeney, 1989), (Clough & O'Rourke, 1990) .....	61
Figura 51 – <i>Spostamento laterale della parete con la profondità</i> (Yoo, 2001).....	62
Figura 52 – <i>Criterio di stima dell'inflessione della parete in funzione del rapporto di rigidità relativa</i> (Bryson & Zapata-Medina, 2012) .....	63
Figura 53 – <i>Tipologie di scavi analizzati</i> (Long, 2001) .....	64
Figura 54 – <i>Spostamento laterale normalizzato vs FOS</i> (Long, 2001) .....	66
Figura 55 – <i>Parametri metodo di Boone (2003)</i> (Boone & Westland, 2006) .....	67
Figura 56 – <i>Parametri dei profili di spostamento</i> (Boone, 2003) .....	69
Figura 57 – <i>Spostamento orizzontale massimo adimensionale della parete</i> (Boone, 2003) .....	71
Figura 58 – <i>Relazione tra spostamenti orizzontali ed <math>E_{ur}</math></i> (Boone, 2003) .....	72
Figura 59 – <i>Profilo di cedimento superficiale</i> (Kung, Juang, Hsiao, & Hashash, 2007) .....	75
Figura 60 – <i>Meccanismo di deformazione plastica</i> (Osman & Bolton, 2006).....	76
Figura 61 – <i>Spostamenti della parete: T, R, P-mode</i> (Fan, Phoon, Xu, & Tang, 2021) .....	78
Figura 62 – <i>Zona di influenza minima Cut and Cover</i> (Crova & Rizzo, 2022)....	82

Figura 63 – <i>Esempio disposizione vincoli al contorno</i> (Potts & Zdravković, 2001) .....	83
Figura 64 – <i>Modello Mohr Coulomb</i> (Alva Garcia, 2017) .....	84
Figura 65 – <i>Modello Hardening Soil</i> (Rocscience, Hardening Soil Model, s.d.) .	85
Figura 66 – <i>Modello Hardening Soil: superfici di snervamento</i> (Calvello & Finno, 2004) .....	86
Figura 67 – <i>Interfaccia strutturale</i> (Rocscience, s.d.) .....	87
Figura 68 – <i>Cronoprogramma Linea M2</i> (Gullace, 2025).....	89
Figura 69 – <i>Tracciato Linea M2</i> (Crova & Rizzo, 2023).....	90
Figura 70 – <i>3D schematico della stazione Carlo Alberto</i> (Gullace, 2025).....	91
Figura 71 – <i>Contesto urbano Piazza Carlo Alberto</i> .....	92
Figura 72 – <i>Stratigrafia stazione Carlo Alberto</i> (Crova & De Martini Ugolotti, 2022) .....	96
Figura 73 – <i>Planimetria corpo stazione</i> (Crova & Rizzo, 2022).....	98
Figura 74 – <i>Schema post operazioni di prima fase</i> (Crova & Rizzo, 2022) .....	99
Figura 75 – <i>Schema finale post operazioni di seconda fase</i> (Crova & Rizzo, 2022) .....	100
Figura 76 – <i>Collegamento solaio intermedio – paratia</i> (Crova & Rizzo, 2023)	102
Figura 77 – <i>Collegamento solaio di fondo – paratia</i> (Crova & Rizzo, 2023) ....	102
Figura 78 – <i>Schema finale post operazioni di ultima fase</i> (Crova & Rizzo, 2023) .....	103
Figura 79 – <i>Sezione di calcolo, modificata da</i> (Crova & Rizzo, 2022).....	106
Figura 80 – <i>Modello sezione trasversale di riferimento in RS2</i> .....	107
Figura 81 – <i>Ingrandimento sezione di scavo</i> .....	109
Figura 82 – <i>Parametri di resistenza e rigidezza U2 – ghiaia e sabbia con MC</i> ..	114
Figura 83 – <i>Parametri di resistenza e rigidezza U2 – ghiaia e sabbia con HS</i> ...	115
Figura 84 – <i>Sezione trasversale e armatura diaframma perimetrale</i> (Crova & Rizzo, 2022) .....	116
Figura 85 – <i>Caratteristiche puntone continuo primo livello</i> .....	118
Figura 86 – <i>Caratteristiche puntone spezzato secondo e terzo livello</i> .....	118
Figura 87 – <i>Punti rappresentativi del cedimento nel modello numerico</i> .....	121

Figura 88 – <i>Sezione rappresentativa corpo stazione, modificata da (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	122
Figura 89 – <i>Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.</i> .....	123
Figura 90 – <i>Subsidenza fase ultima livello p.c.</i> .....	124
Figura 91 – <i>Subsidenza fase ultima livello -1,4 m</i> .....	125
Figura 92 – <i>Subsidenza fase ultima livello -4 m</i> .....	126
Figura 93 – <i>Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.</i> .....	127
Figura 94 – <i>Subsidenza fase ultima livello p.c.</i> .....	128
Figura 95 – <i>Subsidenza fase ultima livello -1,4 m</i> .....	128
Figura 96 – <i>Subsidenza fase ultima livello -4 m</i> .....	129
Figura 97 – <i>Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.</i> .....	130
Figura 98 – <i>Subsidenza fase ultima livello p.c.</i> .....	131
Figura 99 – <i>Subsidenza fase ultima livello -1,4 m</i> .....	132
Figura 100 – <i>Subsidenza fase ultima livello -4 m</i> .....	132
Figura 101 – <i>Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.</i> .....	133
Figura 102 – <i>Subsidenza fase ultima livello p.c.</i> .....	134
Figura 103 – <i>Subsidenza fase ultima livello -1,4 m</i> .....	135
Figura 104 – <i>Subsidenza fase ultima livello -4 m</i> .....	135
Figura 105 – <i>Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.</i> .....	136
Figura 106 – <i>Subsidenza fase ultima livello p.c.</i> .....	137
Figura 107 – <i>Subsidenza fase ultima livello -1,4 m</i> .....	137
Figura 108 – <i>Subsidenza fase ultima livello -4 m</i> .....	138
Figura 109 – <i>Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.</i> .....	139
Figura 110 – <i>Subsidenza fase ultima livello p.c.</i> .....	139
Figura 111 – <i>Subsidenza fase ultima livello -1,4 m</i> .....	140
Figura 112 – <i>Subsidenza fase ultima livello -4 m</i> .....	141
Figura 113 – <i>Confronto subsidenza livello p.c.</i> .....	142
Figura 114 – <i>Confronto subsidenza livello -1,4 m</i> .....	143
Figura 115 – <i>Confronto subsidenza livello -4 m</i> .....	144
Figura 116 – <i>Danno atteso secondo Boscardin &amp; Cording (1989) livello -1,4 m</i> .....	147
Figura 117 – <i>Danno atteso secondo Burland (1995) livello -1,4 m</i> .....	148

Figura 118 – <i>Danno atteso secondo Boscardin &amp; Cording (1989) livello -4 m</i> .	150
Figura 119 – <i>Danno atteso secondo Burland (1995) livello -4 m</i> .....	151
Figura 120 – <i>Confronto grafico con Peck (1969)</i> .....	153
Figura 121 – <i>Confronto grafico con Clough e O'Rourke (1990) rispetto ai terreni in zona I</i> .....	156
Figura 122 – <i>Spostamento massimo orizzontale diaframma</i> .....	157
Figura 123 – <i>Confronto con Hsieh e Ou (1998)</i> .....	158
Figura 124 – <i>Profilo di spostamento concavo del terreno con <math>R = 0,5</math></i> .....	161
Figura 125 – <i>Sondaggio SP-D14, modificata da (Crova &amp; De Martini Ugolotti, 2023)</i> .....	162
Figura 126 – <i>Profilo di spostamento concavo del terreno con <math>R = 0,85</math></i> .....	164

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 – <i>Relazione indice – grado di vulnerabilità, modificata da (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	25
Tabella 2 – <i>Classificazione del danno, modificata da (Burland, Broms, &amp; De Mello, 1977)</i> .....	30
Tabella 3 – <i>Classificazione del danno secondo Rankine (1988), modificata da (Guglielmetti, 2008)</i> .....	31
Tabella 4 – <i>Classificazione del danno secondo il DPI, modificata da (Schuster, Kung, Juang, &amp; Hashash, 2009)</i> .....	36
Tabella 5 – <i>Risultati spostamenti Set 1 – Set 2, modificata da (Long, 2001)</i> .....	65
Tabella 6 – <i>Conducibilità idraulica unità stratigrafiche, modificata da (Crova &amp; De Martini Ugolotti, 2023)</i> .....	94
Tabella 7 – <i>Quota piezometrica falda, modificata da (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	95
Tabella 8 – <i>Parametri geotecnici, modificata da (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	97
Tabella 9 – <i>Caratteristiche calcestruzzi, modificata da (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i>	104
Tabella 10 – <i>Caratteristiche acciai, modificata da (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	104
Tabella 11 – <i>Parametri colonne jet grouting, modificata da (Crova &amp; Rizzo, 2022)</i> .....	104

Tabella 12 – <i>Quote geometriche elementi strutturali</i> , modificata da (Crova & Rizzo, 2022) .....	108
Tabella 13 – <i>Parametri MC</i> , modificata da (Escobar Niño, 2024) .....	110
Tabella 14 – <i>Parametri HS</i> , modificata da (Crova & Rizzo, 2022).....	110
Tabella 15 – <i>Carichi superficiali</i> , modificata da (Crova & Rizzo, 2022).....	111
Tabella 16 – <i>Calcolo <math>\delta_{vd}</math> e <math>\beta</math> livello -1,4 m</i> .....	145
Tabella 17 – <i>Valori di <math>\varepsilon_h</math></i> .....	146
Tabella 18 – <i>Calcolo <math>\delta_{vd}</math> e <math>\beta</math> livello -4 m</i> .....	149
Tabella 19 – <i>Distanze per il calcolo degli spostamenti</i> .....	152
Tabella 20 – <i>Cedimenti limite in zona 1 con Peck (1969)</i> .....	153
Tabella 21 – <i>Cedimenti con O'Rourke et al. (1976)</i> .....	154
Tabella 22 – <i>Cedimenti con Clough e O'Rourke (1990): curva del 10%</i> .....	155
Tabella 23 – <i>Cedimenti con Clough e O'Rourke (1990): curva del 30%</i> .....	155
Tabella 24 – <i>Cedimenti con Hsieh e Ou (1998): profilo a mensola</i> .....	157
Tabella 25 – <i>Cedimenti con Hsieh e Ou (1998): profilo concavo</i> .....	158
Tabella 26 – <i>Cedimenti con Boone (2003), Boone e Westland (2005)</i> .....	159
Tabella 27 – <i>Cedimenti con Kung et al. (2007) con <math>R = 0,5</math></i> .....	160
Tabella 28 – <i>Calcolo di <math>R</math> e <math>\delta_{vm}</math> con Kung et al. (2007)</i> .....	163
Tabella 29 – <i>Cedimenti con Kung et al. (2007) con <math>R = 0,85</math></i> .....	164



## 1. INTRODUZIONE

La realizzazione di opere sotterranee in contesti urbani rappresenta una sfida ingegneristica complessa, in cui si intrecciano aspetti geotecnici, strutturali e ambientali. In particolare, le stazioni metropolitane costituiscono interventi particolarmente delicati, poiché richiedono tecniche di scavo e sistemi di contenimento capaci di garantire la sicurezza sia del cantiere – e delle persone coinvolte – sia delle strutture adiacenti, spesso situate in centri storici o aree densamente edificate.

In questo contesto, la modellazione numerica si rivela uno strumento fondamentale per analizzare il comportamento del terreno e delle strutture durante le fasi di scavo, per valutare i cedimenti attesi e per ottimizzare le soluzioni progettuali.

La presente tesi si concentra sull'applicazione della modellazione numerica allo scavo della stazione metropolitana Carlo Alberto, situata nell'omonima piazza, facente parte della linea M2 di Torino attualmente in corso di progettazione.

In particolare, la tesi ha riguardato la stima dei cedimenti indotti dalla costruzione di opere sotterranee, confrontando i risultati ottenuti con approcci empirici con quelli numerici condotti con analisi FEM bidimensionali. Questo ha consentito di stimare gli effetti indotti sul terreno e sugli edifici presenti, cercando di definire un grado di danno atteso per le strutture adiacenti, con particolare riferimento al Museo del Risorgimento e alla Biblioteca Nazionale, situati in piazza Carlo Alberto.

Il lavoro è strutturato in più capitoli. Inizialmente si presentano le principali tecniche di scavo utilizzate in ambito urbano, passando dalle tecniche di scavo meccanizzato al metodo *Cut and Cover*, che viene impiegato per la costruzione della suddetta opera. In secondo luogo, viene analizzato l'argomento correlato al rischio relativo allo scavo in un contesto urbano, affrontato, generalmente, attraverso analisi preliminari e tecniche di mitigazione. Si passa poi all'analisi dei metodi previsionali dei cedimenti – empirici, semi empirici, analitici e numerici (questi ultimi discussi in un capitolo a parte – capitolo 5) – con un focus sulla loro applicazione agli scavi profondi.

La seconda parte della tesi è dedicata al caso studio della stazione Carlo Alberto: vengono illustrate le caratteristiche dell'opera, il contesto urbano, idrogeologico e geotecnico in cui è situata, la modellazione effettuata tramite il software agli elementi finiti *RS2 – Rocscience*. Infine, vengono discussi i risultati ottenuti, soprattutto in termini di spostamenti del terreno, con un accenno al confronto tra i risultati derivati dai modelli numerici ed empirici e semi empirici. Inoltre, i risultati relativi al software *RS2* fanno riferimento a differenti modelli di calcolo, in cui vengono fatte variare le proprietà del terreno circostante e i legami costitutivi impiegati, svolgendo analisi parametriche che mettono a nudo risultati importanti, anche in vista della valutazione del danneggiamento degli edifici adiacenti allo scavo, in particolar modo il Museo del Risorgimento Italiano e la Biblioteca Nazionale.

## 2. SCAVO IN AMBITO URBANO

Lo scavo in ambito urbano rappresenta una pratica cruciale per la realizzazione di opere ingegneristiche all'interno di contesti cittadini. Con il continuo avanzamento tecnologico e la crescente urbanizzazione, è sempre più pressante la necessità di sviluppare infrastrutture moderne, tra cui sistemi di trasporto sostenibili che favoriscano una rapida mobilità, riducendo al contempo l'impatto ambientale.

Quando si interviene in aree urbane, dove la densità abitativa e l'esistenza di strutture preesistenti sono elevate, le operazioni di scavo devono essere progettate con la massima attenzione per evitare danni alle infrastrutture esistenti, garantendo allo stesso tempo la sicurezza dei lavoratori e dei cittadini. In un contesto urbano, infatti, ogni fase del lavoro deve essere calibrata in modo da ridurre al minimo l'impatto su edifici e infrastrutture circostanti, riducendo il rischio di cedimenti del terreno che potrebbero compromettere la stabilità delle strutture. Per questo motivo, è essenziale una pianificazione meticolosa che consideri non solo gli aspetti tecnici ma anche quelli normativi, ambientali e organizzativi.

Uno degli aspetti di questa pianificazione riguarda la sicurezza. Oltre alle misure per tutelare i lavoratori, è importante sviluppare un piano che tenga conto delle possibili interferenze sotterranee, come reti di gas, acqua, elettricità e telecomunicazioni. La presenza di questi impianti può rendere lo scavo più complesso e rischioso, richiedendo tecniche specifiche per evitare danni.

Pertanto, la scelta della tecnica di scavo è un aspetto determinante, in quanto deve essere compatibile con le caratteristiche geologiche del sito e le condizioni strutturali esistenti.

Un altro elemento da considerare riguarda la gestione dell'impatto sulla viabilità urbana. Lo scavo, infatti, può provocare la temporanea chiusura di strade o la deviazione dei flussi di traffico, con conseguente aumento dei tempi di percorrenza e potenziale confusione tra i conducenti. È fondamentale che queste modifiche alla viabilità siano preventivamente pianificate e gestite in modo da ridurre al minimo i disagi per la popolazione e garantire un traffico fluido e sicuro. La comunicazione chiara e tempestiva con i cittadini e gli automobilisti è altrettanto importante per evitare disagi e pericoli durante i lavori.

La progettazione e la costruzione di nuove infrastrutture non possono prescindere, quindi, dallo studio approfondito delle tecniche di scavo più adeguate, soprattutto in un ambiente urbano in cui i rischi legati a problemi imprevedibili possono essere particolarmente significativi. In queste situazioni, è indispensabile scegliere metodi di scavo che possano garantire il massimo grado di sicurezza, efficienza e rispetto per l'ambiente, riducendo al minimo l'impatto sulle strutture e sulla viabilità circostante.

## 2.1 Metodi di scavo in ambito urbano

Per far fronte non solo alla richiesta di sviluppo dei mezzi di trasporto e del miglioramento sociale che da essi ne deriva ma anche alla sicurezza di cose e persone coinvolte in fase di costruzione, la scelta di una adeguata tecnica di scavo è fondamentale.

In questo paragrafo e nei successivi, l'elaborato si concentra sui principali metodi di realizzazione di stazioni e gallerie sotterranee in ambito urbano. Tale correlazione è motivata dal caso studio oggetto della tesi, che riguarda la costruzione di una stazione metropolitana mediante metodo Cut and Cover, la quale tuttavia si interseca con il passaggio di una macchina *TBM* (*Tunnel Boring Machine*).

I principali metodi di scavo impiegati in ambito urbano per la realizzazione di opere sotterranee in terreni prettamente sciolti sono:

- scavo a foro cieco, impiegato quando non è possibile intervenire dalla superficie;
- scavo a cielo aperto.

Lo scavo a foro cieco può svolgersi avanzando a sezione piena o parzializzata, ad esempio tramite l'impiego di macchine ad attacco localizzato, oppure solo a sezione a piena se si ricorre all'impiego di una macchina TBM.

Per quanto riguarda gli scavi a cielo aperto, uno dei metodi più diffusi è il Cut and Cover, il quale trova la sua naturale evoluzione nel metodo *Milano*, adottato per la realizzazione della prima linea metropolitana dell'omonima città, anche definito

metodo *Top Down* in relazione al fatto che lo scavo è realizzato dall'alto verso il basso. A differenza del tradizionale metodo Cut and Cover, vengono predisposti degli accessi sotterranei che consentono di ripristinare rapidamente le condizioni in superficie, minimizzando le interazioni con la viabilità e le problematiche che ne derivano.

### 2.1.1 Scavo meccanizzato

Lo scavo meccanizzato rappresenta una delle tecniche più all'avanguardia per l'escavazione di terreni in aree urbane. Questo metodo può essere eseguito a sezione piena o parzializzata, utilizzando frese ad attacco localizzato e demolitori. Le macchine TBM, invece, operano esclusivamente a sezione piena e costituiscono le soluzioni tecnologicamente più avanzate nel settore.

Sebbene le TBM offrano numerosi vantaggi, presentano anche alcune criticità da considerare attentamente. Tra gli svantaggi principali vi è la necessità di realizzare scavi con sezioni rigorosamente circolari, a causa della geometria della fresa rotante, il che può risultare incompatibile con specifici vincoli progettuali o esigenze geometriche particolari. Inoltre, queste macchine richiedono ampi spazi sia in superficie che in sottterraneo per le operazioni di assemblaggio e avviamento. Un ulteriore aspetto critico è la necessità di una conoscenza approfondita delle caratteristiche geotecniche del terreno, fondamentale per progettare un rivestimento adeguato del fronte di scavo e minimizzare il rischio di cedimenti superficiali.

D'altro canto, i principali vantaggi includono:

- elevata rapidità di avanzamento: la fresa meccanica può scavare decine di metri al giorno, principalmente in funzione dalle caratteristiche meccaniche del terreno;
- automatizzazione del processo di scavo tramite l'impiego di una macchina perforatrice e di un sistema di sensori che monitorano i parametri meccanici del mezzo col progredire dello scavo, consentendo tale automatismo.

Oltretutto, l'automatizzazione delle operazioni di scavo implica una elevata sicurezza del personale in cantiere.

Al fine di ridurre i rischi, soprattutto in relazione allo sviluppo di cedimenti in superficie, la scelta di una macchina adeguata è fondamentale. Tale scelta dipende principalmente dalla tipologia di terreno che bisogna scavare, dai tempi di costruzione prestabiliti e dal fattore economico.

Nei paragrafi a seguire viene presentata una distinzione in funzione della tipologia di terreno da scavare delle principali macchine impiegate per lo scavo meccanizzato a sezione piena, tra cui:

- *Earth Pressure Balance (EPB)*;
- *Slurry Shield (SS)* e *Hydroshield (HS)*;
- TBM senza scudo, a scudo singolo e doppio.

#### 2.1.1.1 EPB (Earth Pressure Balance)

Nel caso di terreni incoerenti, ovvero caratterizzati da piccola coesione e bassa resistenza meccanica, la presenza della falda può ostacolare l'operato delle macchine TBM che non sono dotate di testa fresante impermeabile. Per tali motivi, spesso si ricorre all'impiego della macchina EPB, dotata di dischi fresanti per scavare il terreno, che viene successivamente accumulato nella camera di scavo. Pertanto, essa garantisce il supporto del fronte mediante lo stesso terreno scavato, condizionato tramite schiume e additivi (Castagnola, 2019).

Il principio di funzionamento della macchina EPB, mostrato in figura 1, prevede che in qualsiasi momento la pressione nella camera di scavo eguagli la pressione del terreno e dell'acqua, affinché si raggiunga l'equilibrio al fronte e non si destino cedimenti improvvisi (Shao & Lan, 2014). Affinché ciò avvenga, deve crearsi un bilancio di volume tra materiale scavato ed estratto tramite una coclea rotante, detta *coclea* o *vite di Archimede* (Castagnola, 2019). La velocità di rotazione di questa componente è fondamentale, infatti, da ciò dipende la quantità di materiale estratto e l'entità della pressione applicata al fronte di scavo.

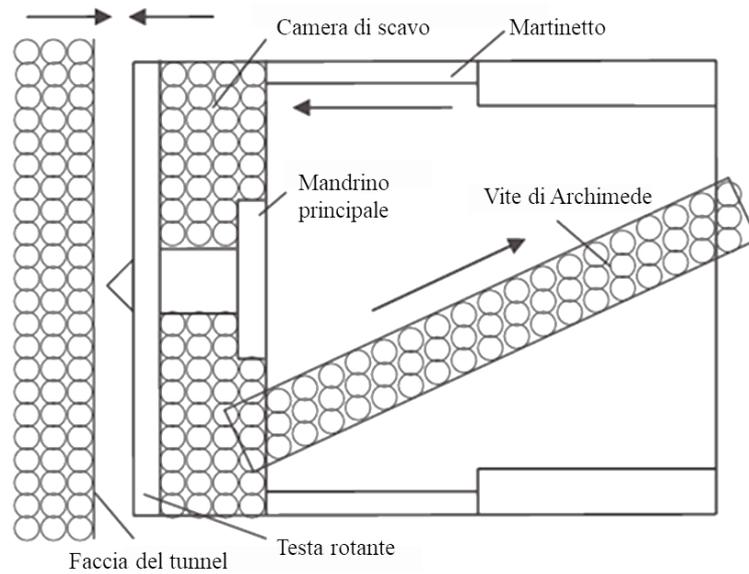


Figura 1 – Funzionamento EPB, modificata da (Shao & Lan, 2014)

Per poter monitorare incessantemente la pressione nella camera di scavo, la macchina EPB è dotata di apposite celle di carico, che registrano l'andamento della pressione nella camera pressurizzata.

I cilindri di spinta consentono l'avanzamento del mezzo esercitando contrasto sui segmenti di rivestimento, se già posizionati.

La seguente figura illustra le componenti più importanti della macchina EPB.

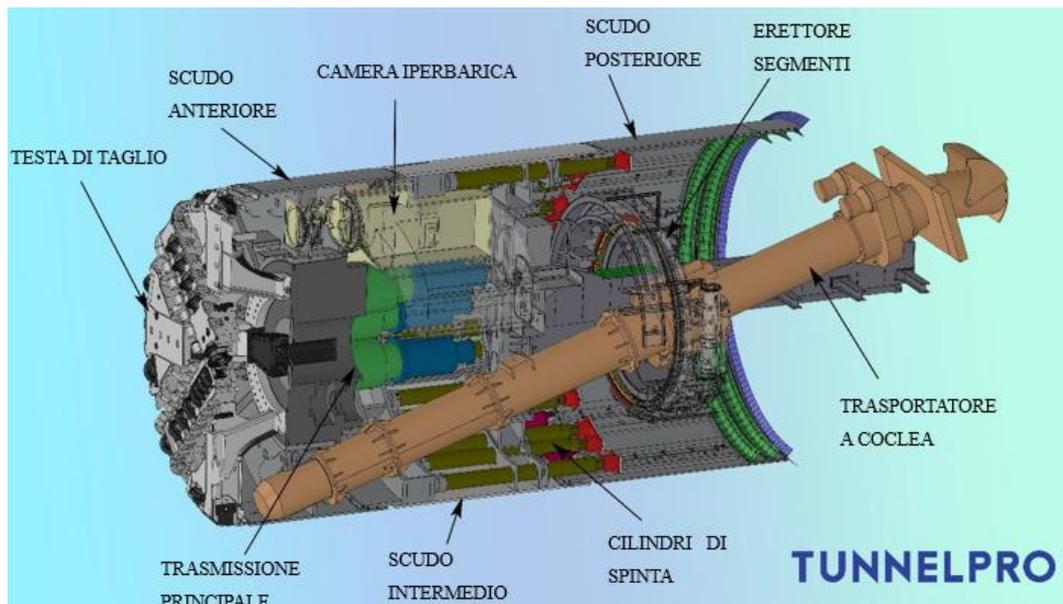


Figura 2 – Componenti Earth Pressure Balance, modificata da (TunnelPro, s.d.)

### 2.1.1.2 Slurry Shield e Hydroshield

Il principio che regola il funzionamento della macchina Slurry Shield è il medesimo di quello riportato in figura 3. In pratica, il terreno scavato tramite la fresa rotante e depositato nella camera di scavo, detta *plenum*, viene miscelato con fango bentonitico: bentonite, acqua ed eventuali additivi. Questa operazione viene effettuata allo scopo di sostenere il fronte di scavo. Pertanto, fango bentonico pressurizzato viene pompato nella camera di scavo in un volume tale da controllare la pressione applicata alla faccia dello scavo.

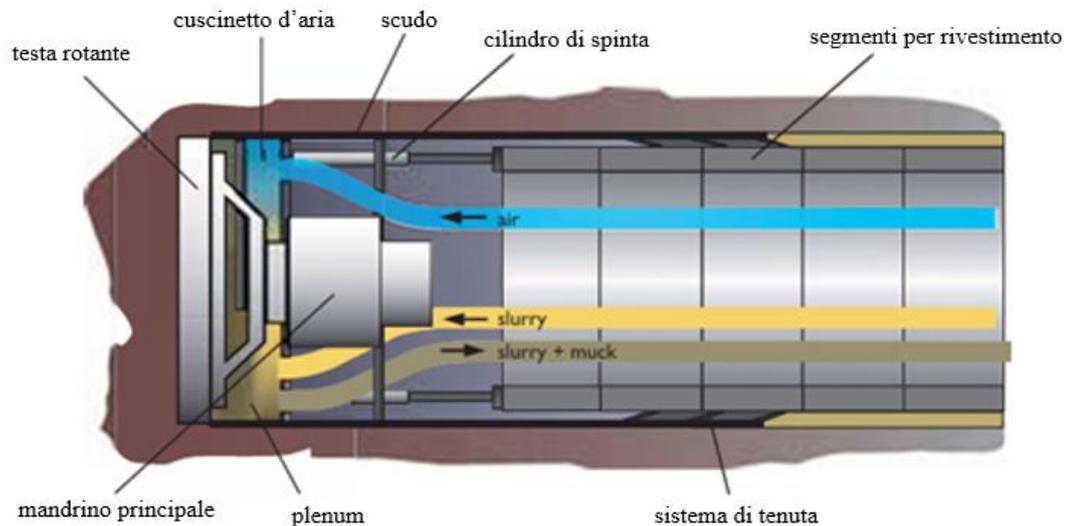


Figura 3 – *Funzionamento Hydroshield*, modificata da (Guglielmetti, 2008)

La macchina Hydroshield è dotata di una camera supplementare al cui interno è presente aria compressa. Quest'ultima ha il compito di regolare la pressione all'interno della camera di scavo, insieme al fango bentonitico che viene pompato, fungendo al contempo da ammortizzatore per compensare le inevitabili fluttuazioni di pressione nel plenum (Guglielmetti, 2008).

Un sistema di pompaggio è demandato all'estrazione del terreno dalla camera di scavo, garantendo un equilibrio tra materiale in ingresso e in uscita.

### 2.1.1.3 TBM aperta, a scudo singolo e doppio

Infine, per completezza di informazioni, si accenna al funzionamento delle macchine TBM aperte, a scudo singolo o doppio, le quali vengono tipicamente impiegate in ambito urbano quando il sottosuolo è costituito da un ammasso roccioso. Questi mezzi si differenziano principalmente per la presenza di uno scudo metallico, sul quale è montata la testa fresante. Lo scudo ha una forma circolare, può essere singolo o doppio ed ha la funzione di stabilizzare il terreno prima dell'installazione del rivestimento in conci prefabbricati.

Il funzionamento della macchina si basa sull'uso del *cuscinetto reggispinta* (Castagnola, 2019), che consente l'avanzamento della stessa mentre la testa fresante ruota, scavando il terreno di fronte a sé. L'avanzamento è garantito da un sistema di spinta composto da martinetti idraulici.

In linea generale, il mezzo è costituito da una testa di taglio dotata di frese a disco, il cui compito è frantumare il terreno. Durante lo scavo, il materiale rimosso viene convogliato in una camera di raccolta e miscelato con fango bentonitico al fine di renderlo più omogeneo, facilitando il trasporto verso l'esterno. Quest'ultima operazione è affidata ad un nastro trasportatore, noto come trasportatore a coclea. La figura seguente illustra le principali componenti di una macchina TBM.

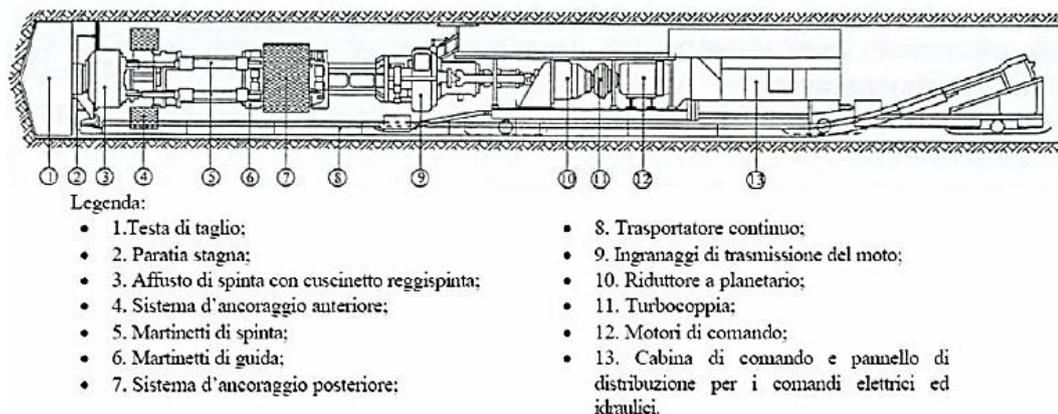


Figura 4 – Componenti principali TBM (Castagnola, 2019)

Quando la macchina è dotata di scudo, il rivestimento della galleria viene realizzato mediante conci prefabbricati in calcestruzzo armato, posati con l'ausilio di un

apposito erettore. Questo rivestimento ha la funzione di stabilizzare il fronte di scavo e di assorbire la spinta esercitata dai martinetti idraulici. In assenza dello scudo, invece, il sistema di spinta agisce direttamente sul terreno, permettendo l'avanzamento della macchina. Di conseguenza, le TBM con scudo sono particolarmente indicate in terreni rocciosi poco stabili, mentre quelle prive di scudo richiedono spesso interventi preliminari di pre-consolidamento del terreno. In generale, queste macchine sono dotate di *grippers*, piastre di ancoraggio o di appoggio che consentono di scaricare la pressione di spinta sul terreno. Infatti, il sistema di ancoraggio esercita una forza di contrasto sul terreno o sul rivestimento, consentendo ai martinetti idraulici di spingere la macchina in avanti per un tratto prestabilito.

Rispetto alle TBM prive di scudo od a scudo singolo, la TBM a doppio scudo presenta numerosi vantaggi, in particolare per la sua maggiore versatilità operativa. La seguente figura illustra le principali componenti di una TBM a doppio scudo.

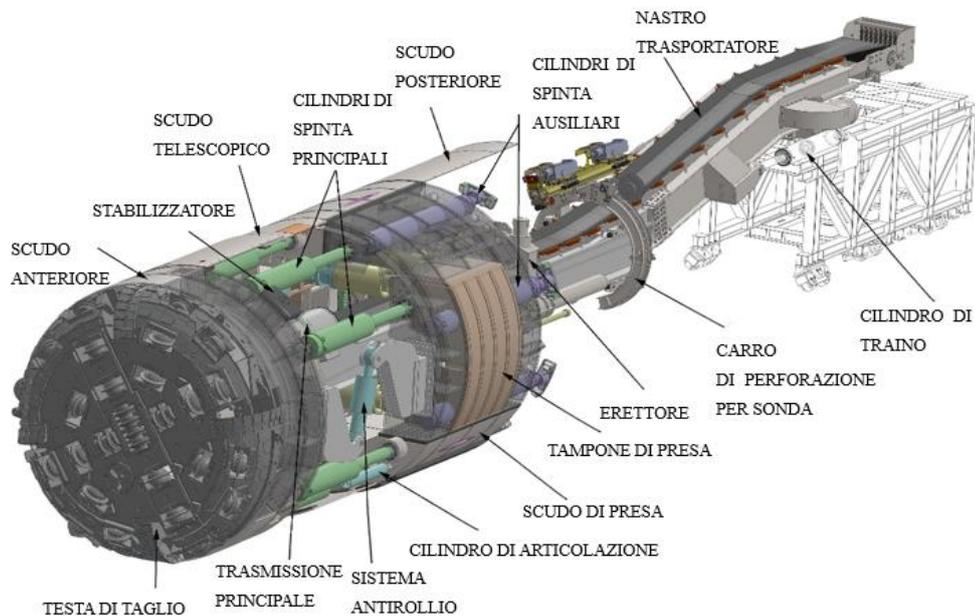


Figura 5 – TBM a doppio scudo, modificata da (TunnelPro, TBM a Doppio Scudo, s.d.)

La versatilità della macchina TBM a doppio scudo è principalmente dovuta alla presenza di uno scudo intermedio, posto tra lo scudo anteriore e quello posteriore, noto come *scudo telescopico*. Questo consente alla macchina di avanzare installando, in contemporanea, il rivestimento in conci prefabbricati.

Nelle macchine a scudo singolo, in mancanza dello scudo telescopico, le operazioni di scavo e montaggio del rivestimento sono separate.

Le funzioni di ciascuno degli scudi costituenti la TBM a doppio scudo sono le seguenti (Castagnola, 2019):

- scudo anteriore: mantiene in sicurezza la testa di taglio e il cuscinetto reggispinta;
- scudo posteriore: protegge il sistema di erezione dei conci e i cilindri di spinta ausiliari;
- scudo telescopico: garantisce che le operazioni di scavo e montaggio del rivestimento vengano eseguite simultaneamente, migliorando così la velocità di avanzamento e la produttività complessiva della macchina.

Un altro aspetto fondamentale della TBM a doppio scudo è la possibilità di adattare il sistema di spinta in base alle caratteristiche del terreno: se il terreno presenta scarse proprietà meccaniche, i cilindri ausiliari forniscono un contrasto alla spinta; invece, in terreni con buone caratteristiche meccaniche si utilizza il sistema di ancoraggio tramite grippers, facendo in modo che le fasi di avanzamento e montaggio del rivestimento si svolgano simultaneamente (Castagnola, 2019).

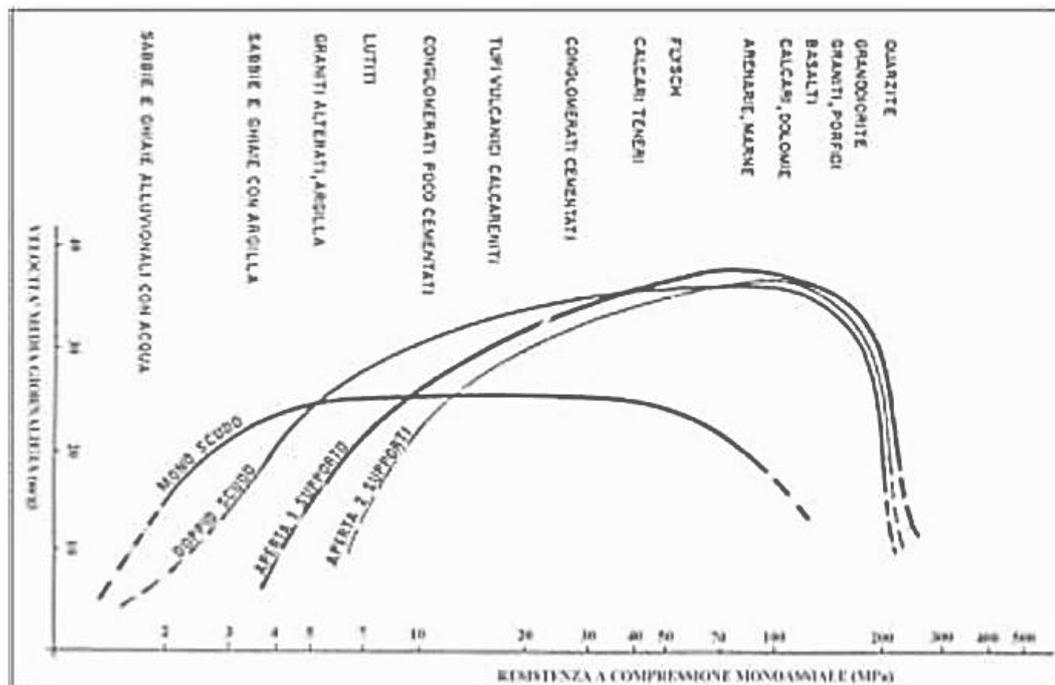


Figura 6 – Velocità di avanzamento TBM con la resistenza del terreno (Wittke, 2006)

Infine, la velocità di avanzamento della TBM dipende dal tipo di modello (aperto o scudato), ma soprattutto dalle caratteristiche del terreno. Pertanto, in figura 6 viene illustrato un grafico rappresentativo della velocità di avanzamento dei mezzi descritti in funzione della resistenza a compressione monoassiale del terreno, il che può rappresentare un valore aggiunto nella scelta della macchina più adatta allo scavo. Si può notare che quando la TBM a scudo singolo lavora in terreni con resistenza a compressione monoassiale superiore a 5 MPa, essa presenta una velocità di avanzamento inferiore rispetto ad altri tipi di macchine, con conseguente riduzione della produttività. Questo accade perché la macchina a scudo singolo installa il rivestimento in conci prefabbricati in una fase separata rispetto a quella di avanzamento. Al contrario, la macchina a scudo doppio non presenta la stessa limitazione, riuscendo a eseguire contemporaneamente le operazioni di scavo e installazione del rivestimento. La macchina aperta, invece, non è in alcun modo rallentata da questo problema, in quanto non richiede l'installazione del rivestimento in conci. Tuttavia, essa necessita che il terreno abbia buone caratteristiche meccaniche. In effetti, la massima produttività per le TBM aperte si raggiunge in terreni con elevate resistenze, poiché tali caratteristiche meccaniche ottimali permettono di contrastare efficacemente la spinta di avanzamento della macchina, esercitata sui grippers, senza la necessità di ricorrere a tecniche di consolidamento del terreno.

### 2.1.2 Cut and Cover

Lo scavo per la costruzione di un'opera sotterranea in un contesto urbano molto spesso viene eseguito mediante la tecnica del Cut and Cover, che si basa sul metodo di scavo a cielo aperto.

In questo metodo è prevista la realizzazione di una trincea, la quale viene supportata da strutture di sostegno come diaframmi, paratie di pali, micropali ed eventuali

elementi di supporto orizzontali, temporanei o definitivi, come solai in calcestruzzo armato, puntoni o tiranti.

Come mostrato in figura 7, la realizzazione di diaframmi gettati in opera prevede l'uso di appositi cordoli guida, che hanno lo scopo mantenere in posizione il diaframma durante e dopo la fase di getto, nonché la gabbia di armatura. L'esecuzione dello scavo è seguita dalla pulizia del medesimo, dall'inserimento delle gabbie di armatura e dal getto del calcestruzzo tramite tubo forma.

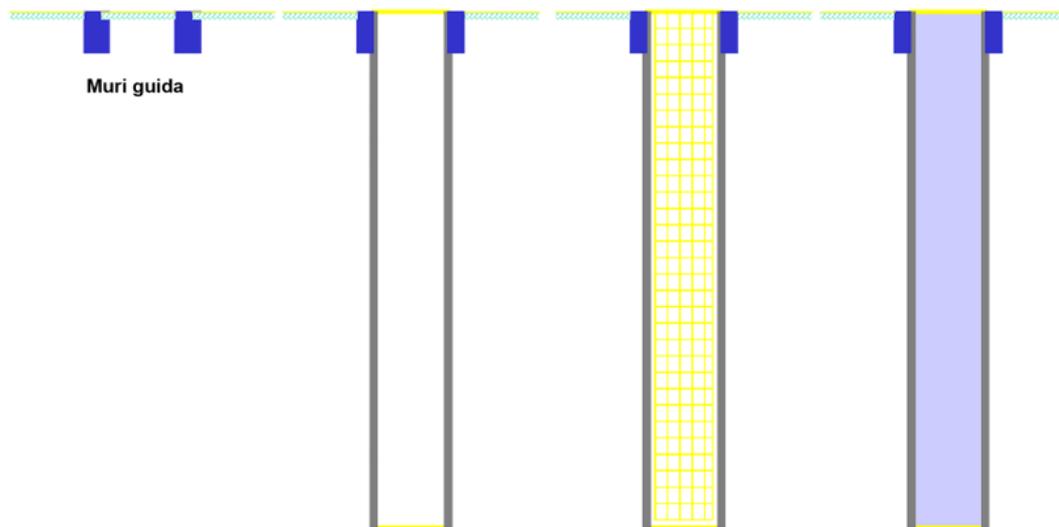


Figura 7 – Fasi realizzative diaframma in c.a. gettato in opera (Acciarri, 2020)

L'unione dei singoli pannelli permette di realizzare una struttura continua (paratia di pannelli), che viene resa impermeabile mediante la predisposizione di giunti. Tale struttura rappresenta l'evoluzione della paratia a pali secanti, riuscendo a limitare il numero di giunti necessari (Iorio, 2013).

La sequenza costruttiva del diaframma in calcestruzzo armato continuo è illustrata nella figura 8. In particolare, le fasi di scavo dei pannelli sono evidenziate in giallo, quelle relative alla posa delle gabbie di armatura e al getto del calcestruzzo in azzurro, mentre in verde è rappresentata la fase di scavo e getto del pannello secondario. La prima operazione consiste nello scavo e successivo getto dei due pannelli primari; completata questa fase, si procede con lo scavo e il getto del pannello secondario, posto tra i due elementi primari, che ha la funzione di elemento di collegamento.

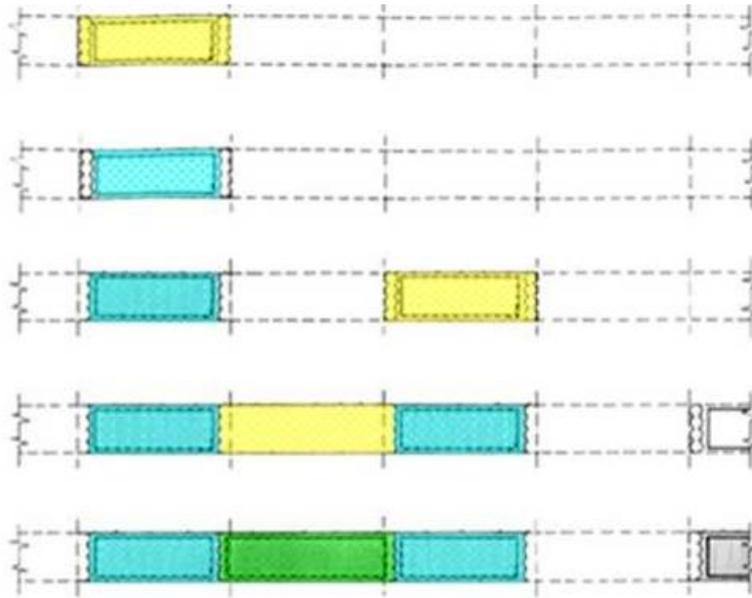


Figura 8 – Esecuzione parete continua di pannelli in c.a. (Acciarri, 2020)

Le operazioni di scavo per la realizzazione della paratia di diaframmi sono eseguite mediante benna mordente o idrofresa in presenza di fango bentonitico (Iorio, 2013). La benna, tipicamente utilizzata per terreni sciolti, asporta il terreno sostituendolo con fango bentonitico, avente lo scopo di sostenere le pareti di scavo; invece, l'idrofresa taglia verticalmente in continuo il terreno, eliminando i detriti per via idraulica con circolazione rovescia del fluido di perforazione (Iorio, 2013).

Un aspetto critico riguarda l'impermeabilizzazione della parete tramite giunti. Infatti, mentre i pannelli prefabbricati sono elementi perfettamente impermeabili grazie ad un sistema di agganci che assicurano la tenuta dei giunti, affinché la parete gettata in opera sia altrettanto impermeabile è fondamentale che il giunto tra i diaframmi primari e secondari venga realizzato a regola d'arte. Per ottenere questo risultato, si possono utilizzare le seguenti tecniche (Acciarri, 2020):

- Palancola metallica: posizionata sui lati esterni dei diaframmi primari, con l'obiettivo di creare un incasso che consenta una corretta formazione del giunto con il diaframma secondario.
- Tubo spalla: costituito da tubi metallici o in PVC, alloggiati nel pannello primario e riempiti con materiale granulare per evitare il loro schiacciamento.

- Sistemi Waterstop: sistemi in PVC o idroespansivi in gomma e/o bentonite sodica, utilizzati per sigillare le riprese di getto e garantire l'impermeabilità del giunto (P.G., s.d.).

Di norma, per diaframmi eseguiti con idrofresa non sono necessari elementi di giunzione, in quanto l'idrofresa assicura una quasi perfetta sovrapposizione tra elementi primari e secondari (Iorio, 2013).

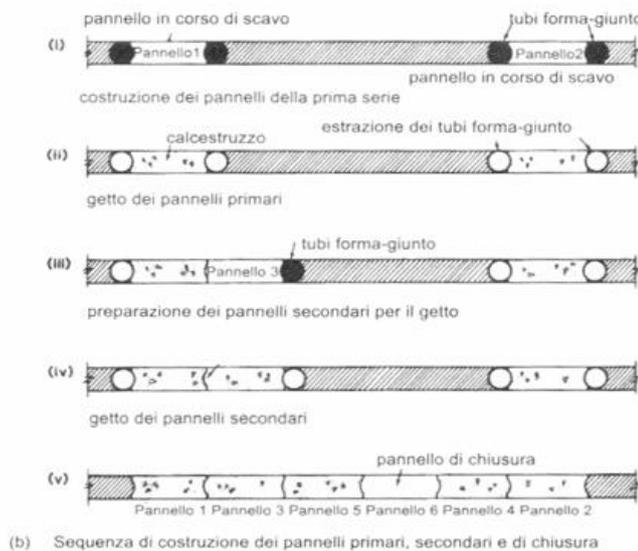
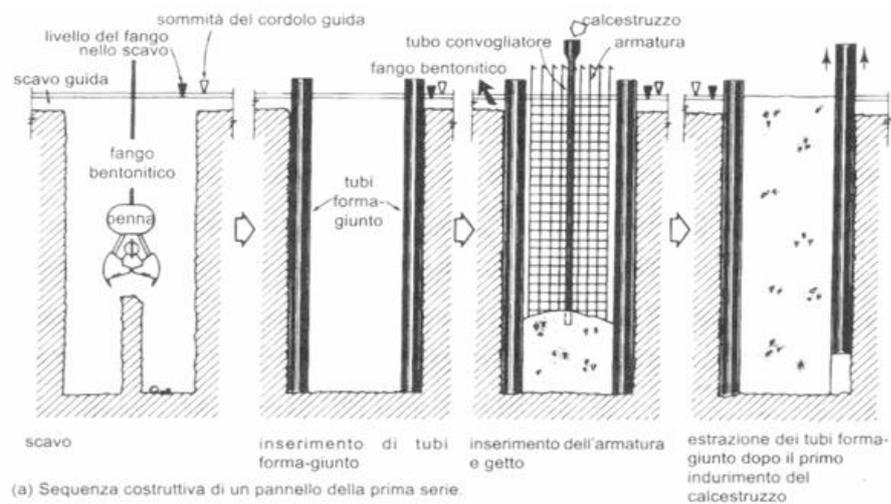


Figura 9 – Modalità di realizzazione di un pannello della prima serie (Leiper, 1984)

Ad ogni modo, le scelte che conducono al metodo Cut and Cover si riflettono nella sua economicità e utilità quando lo scavo presenta geometrie non convenzionali,

che rendono difficile l'impiego di uno scavo meccanizzato a piena sezione. Tuttavia, risulta anche meno sicuro in quanto comporta l'impiego diretto degli operai nelle fasi di scavo, eliminando la componente automatizzata del processo. Inoltre, si tratta di un metodo più lento rispetto allo scavo meccanizzato, per tal motivo non particolarmente adatto per scavi a profondità eccessive.

Un altro svantaggio rilevante del metodo riguarda la viabilità, in quanto l'area di scavo può interferire con il traffico e la logistica, e le possibili interferenze sotterranee, come gli impianti esistenti, che devono essere gestite con molta attenzione.

In linea generale, il metodo Cut and Cover comprende due tipologie principali di scavo:

- Bottom Up, in cui il processo di costruzione inizia dal fondo e prosegue verso l'alto;
- Top Down o metodo Milano, in cui la costruzione parte dalla superficie e scende verso il basso.

La principale differenza tra le due varianti risiede nello schema costruttivo adottato, come illustrato nella seguente figura.

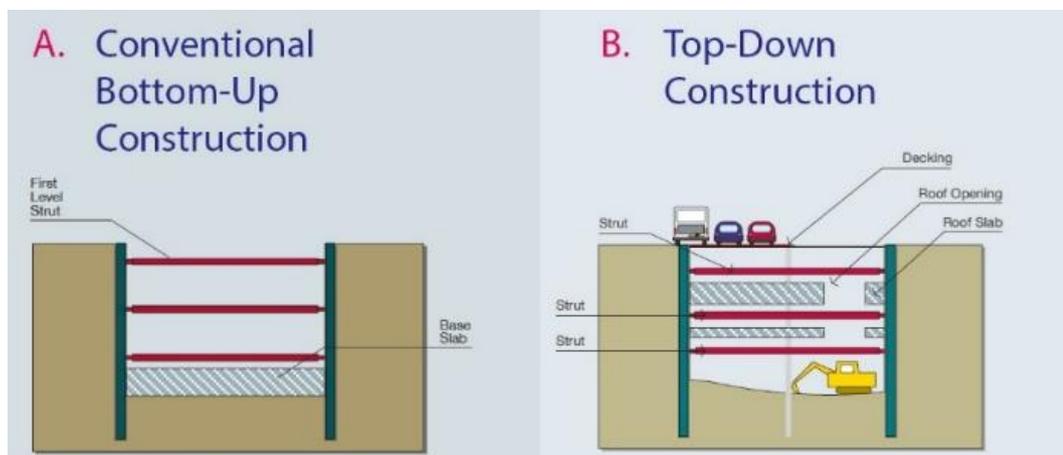


Figura 10 – Metodi *Bottom Up* e *Top Down*: *schemi costruttivi* (Railssystem, s.d.)

Nei successivi paragrafi vengono descritti in maniera dettagliata i due schemi riportati nella precedente figura, analizzando vantaggi, svantaggi e differenze.

In particolare, con riferimento alla figura 10, per la costruzione della stazione metropolitana Carlo Alberto della linea M2 di Torino, caso studio oggetto del

presente elaborato, viene adottato lo schema che fa riferimento al metodo Top Down.

#### 2.1.2.1 Bottom Up

Col metodo convenzionale (Bottom Up), la fase iniziale di costruzione prevede l'installazione di pareti di sostegno, solitamente diaframmi in calcestruzzo armato, la cui posa in opera è seguita dallo scavo fino al primo livello di puntellamento, come osservabile nelle prime due fasi riportate nella figura 11.

Generalmente, si procede con lo scavo e l'installazione dei puntoni di contrasto, che supportano i diaframmi perimetrali, al fine di sostenere le pareti di scavo. La costruzione prosegue con lo scavo fino alla quota di progetto del piano di posa della fondazione. Una volta raggiunta tale quota (fondo scavo), viene realizzata una piastra di base o soletta di fondo in calcestruzzo armato. Infine, una volta rimossi i sistemi di puntellamento per consentire la realizzazione dei solai intermedi e del solaio di copertura, l'ultimo passo consiste nel riempimento della trincea e rifacimento della pavimentazione stradale. Dunque, viene ripristinata la viabilità.

In generale, tale metodo offre vantaggi relativamente all'elevato grado di conoscenza in termini di applicabilità da parte dei costruttori e al fatto che lo scavo è facilmente accessibile per attrezzature e materiali da costruzione. Inoltre, il metodo Bottom Up consente l'impiego di sistemi di drenaggio per deviare l'acqua di falda e l'impermeabilizzazione esterna delle pareti di sostegno (Railssystem, s.d.). Infatti, essendo che il rinterro viene eseguito solo a fine costruzione, gli elementi strutturali possono essere impermeabilizzati esternamente tramite guaine, membrane bituminose o altro, evitando problemi di infiltrazione.

Lo svantaggio principale, come anticipato, risiede nell'impossibilità di ripristinare la viabilità prima di aver completato la costruzione.

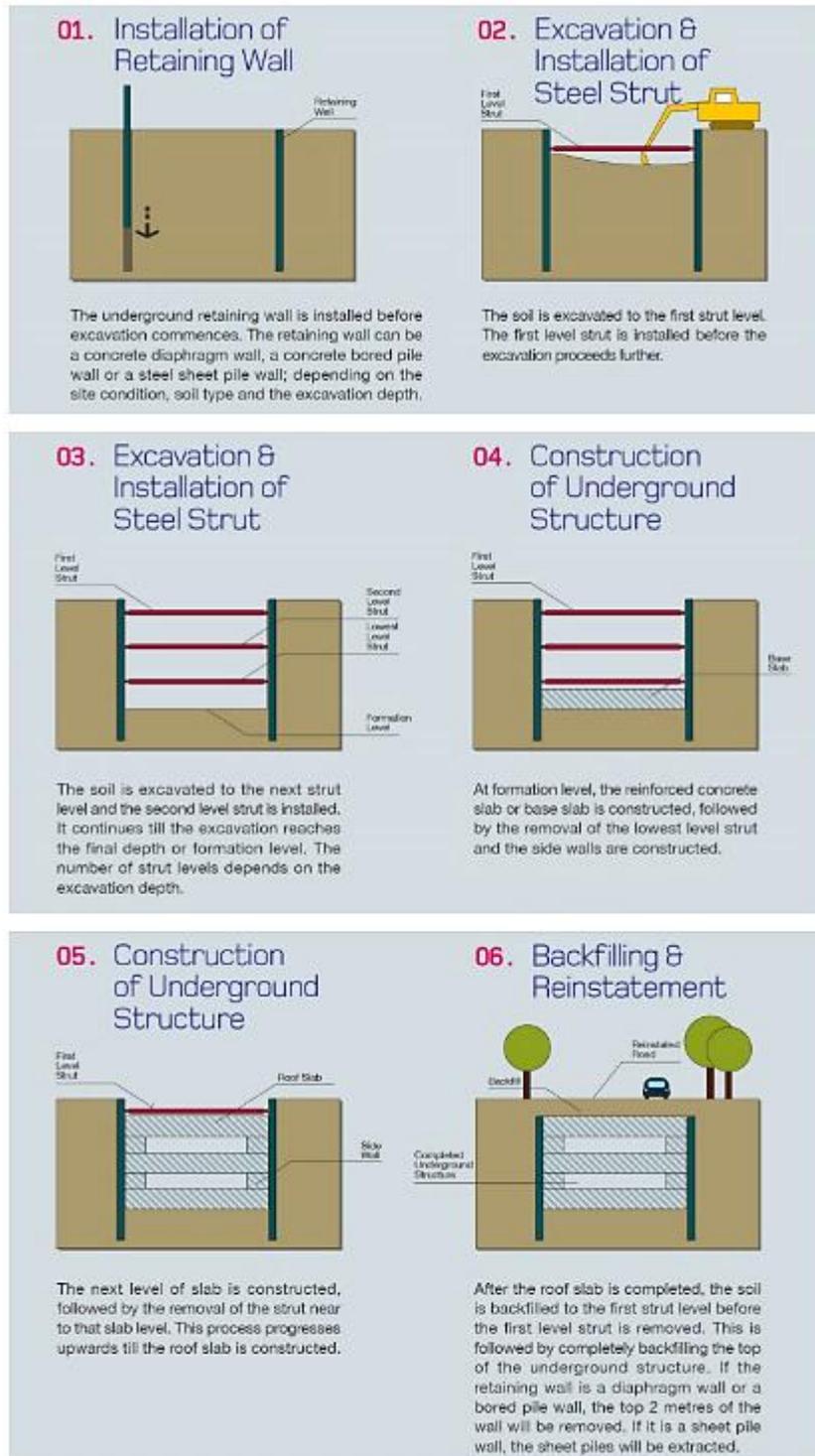


Figura 11 – Fasi metodo Bottom Up (Railssystem, s.d.)

Un esempio di costruzione mediante Bottom Up viene presentato nella figura seguente, in cui si fa riferimento ad uno scavo profondo in Taipei relativo al progetto del sistema di metropolitane MRT (Mass Rapid Transit System), sostenuto da

paratie diaframmate in calcestruzzo armato ed otto livelli di puntoni in acciaio per controventare lo scavo e impedire il cedimento delle paratie.



Figura 12 – Progetto sistema di metropolitane Mass Rapid Transit System in Taipei (Garini, 2018)

#### 2.1.2.2 Top Down

Con il metodo Top Down, a differenza del precedente, si supera il problema del ripristino della viabilità, in quanto il riempimento della trincea avviene già nelle prime fasi del processo costruttivo. A dispetto di questo notevole vantaggio, nel metodo Top Down l'impermeabilizzazione esterna non è fattibile; pertanto, in genere si impiegano sistemi di impermeabilizzazione interna, che si portano dietro maggiore complessità. Inoltre, sono disponibili spazi ristretti per le operazioni costruttive e l'accesso è limitato ai due spazi laterali (Railssystem, s.d.).

Le fasi costruttive del metodo proposto (Top Down) vengono illustrate in figura 13. Una volta completata la realizzazione delle pareti di sostegno, si procede con lo scavo fino alla quota prevista per la soletta di copertura. A questa fase può seguire l'installazione di puntoni temporanei, allo scopo di contrastare eventuali deformazioni o cedimenti delle paratie. Successivamente, si costruisce la soletta di

copertura in calcestruzzo armato, lasciando apposite aperture laterali. Questo consente di procedere contemporaneamente al rinterro della parte superficiale dello scavo e al ripristino della pavimentazione e della viabilità urbana, dunque al completamento della struttura mediante la costruzione dei solai intermedi e della soletta di fondo.

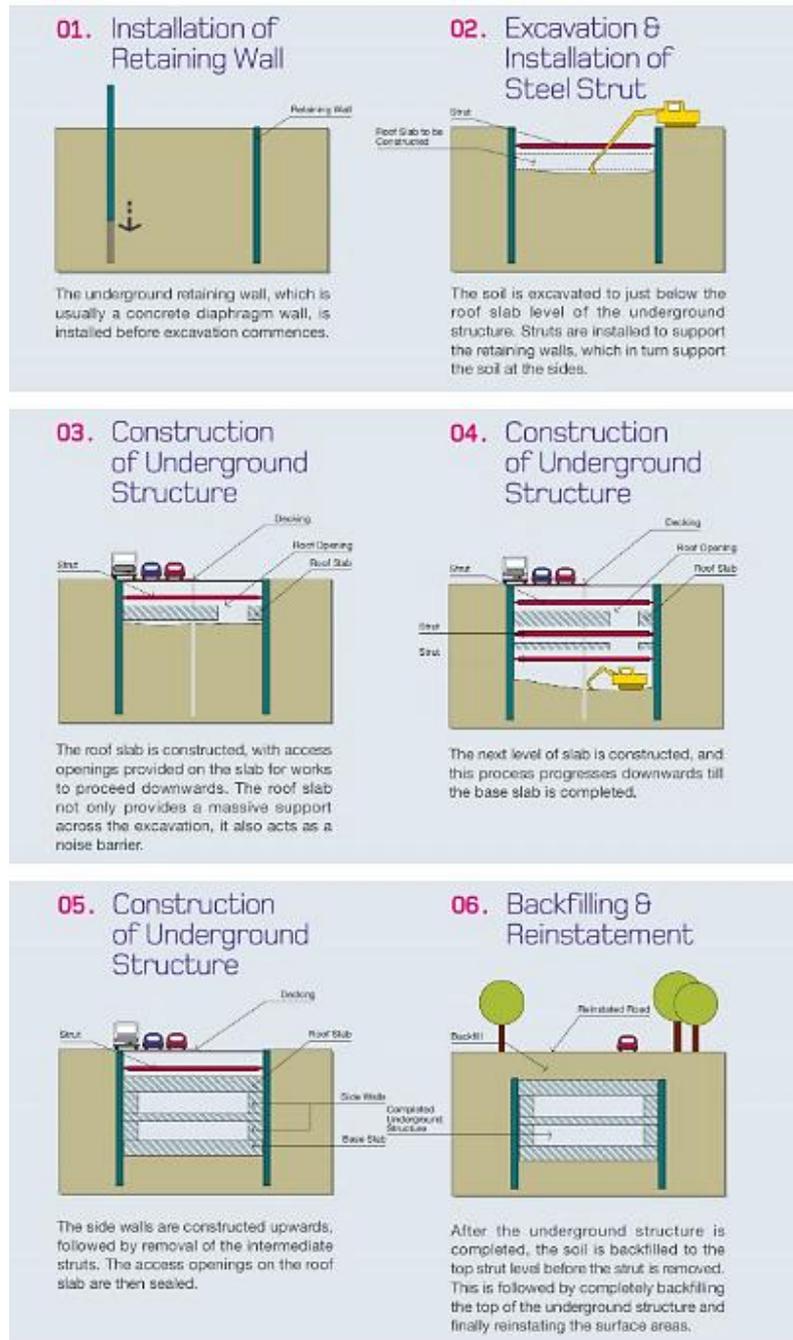


Figura 13 – Fasi metodo Top Down (Railssystem, s.d.)

### 3. EFFETTI SCAVO IN AMBITO URBANO SUGLI EDIFICI ESISTENTI

Il rischio è un elemento inevitabile in ogni progetto e spesso si correla direttamente alla sua rilevanza. Infatti, più il progetto è imponente, maggiore è il rischio riscontrabile. Le infrastrutture, in particolare, sono opere che esercitano un impatto significativo sulla società e si distinguono per la loro elevata complessità. Quando si tratta di costruzioni sotterranee, come gallerie o stazioni metropolitane, il rischio è anche più elevato. In questi casi, la necessità di effettuare scavi comporta sfide notevoli, soprattutto in ambito urbano. Lo scavo, infatti, crea un bacino di spostamenti verticali e orizzontali che può compromettere la stabilità degli edifici e delle infrastrutture circostanti. Per questo motivo, è fondamentale eseguire valutazioni preliminari approfondite sulla sicurezza delle opere esistenti all'interno della zona di influenza dello scavo.

Un esempio plateale viene illustrato nella seguente figura, in cui un edificio di tredici piani, situato a Shanghai, si ribalta e crolla nel 2009. L'edificio, fondato su pali, crolla in seguito allo scavo della trincea a lato della struttura.



Figura 14 – *Collasso edificio Shanghai, 2009* (Chai, Shen, Ding, Zhu, & Carter, 2014)

La difficoltà principale risiede nel fatto che la vulnerabilità degli edifici rispetto alla distorsione del piano di fondazione può variare notevolmente, in più la determinazione del bacino di cedimenti risulta abbastanza complessa.

Il problema legato alla determinazione del bacino dei cedimenti superficiali, anche noto come fenomeno di *subsidenza*, è probabilmente il più rilevante ed è causato da variazioni di tensione nel terreno, le quali sono dovute, tra le altre cose, a scavi e/o abbassamento della falda freatica (De Vallejo & Ferrer, 2011). Nonostante ciò, rappresenta soltanto uno dei tanti pericoli identificabili in opere così complesse. Ecco perché occorre definire un piano per identificare tali pericoli e gestire il rischio ad essi correlato, dalla fase di pianificazione, a quelle di costruzione e messa in esercizio dell'opera.

### 3.1 Piano di Gestione del Rischio

L'approccio di gestione al rischio si basa sull'identificazione dei potenziali pericoli legati alle operazioni di scavo, nonché allo scavo stesso, e sulla determinazione del rischio ad essi associato; pertanto, occorre definire una probabilità di accadimento e un indice di severità del rischio (Grasso & Soldo, 2017).

Nel caso in cui il rischio risulta inaccettabile, è necessario adottare strategie appropriate per mitigarne l'impatto e valutare l'entità del rischio residuo, ossia quel rischio che rimane in seguito all'applicazione delle contromisure adottate, come illustrato nella figura 15.

Un Piano di Gestione del Rischio deve seguire una determinata sequenza logica, dettata da un insieme di fasi che hanno lo scopo di ridurre al minimo l'impatto in qualunque situazione. Dunque, requisiti come compattezza e trasparenza sono essenziali per garantire che tutti i rischi siano ridotti a livelli accettabili.

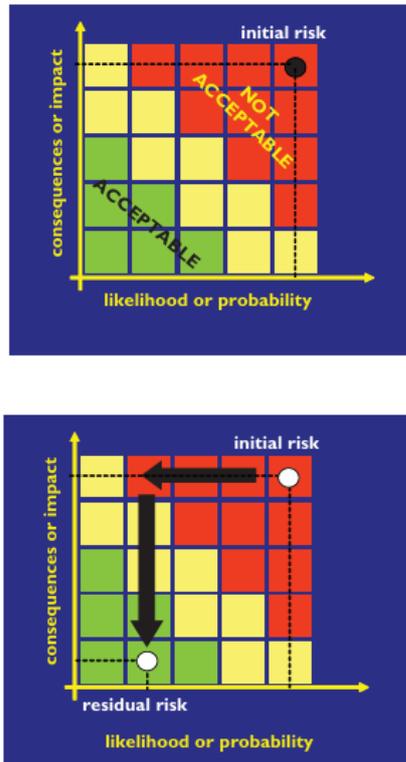


Figura 15 – *Rischio iniziale e residuo* (Grasso & Soldo, 2017)

Nella seguente figura vengono riassunte le principali fasi di un Piano di Gestione del Rischio, le quali sono (Guglielmetti, 2008):

- identificazione del rischio: in questa fase occorre definire gli obiettivi del progetto, stabilire la soglia di tolleranza al rischio accettata dal committente, identificare i rischi presenti, compilando il cosiddetto *registro dei rischi*;
- valutazione del rischio: viene quantificato il rischio attraverso analisi qualitative (e.g. giudizio ingegneristico) o quantitative, stimando la probabilità di accadimento e l'impatto sul progetto;
- risposta al rischio: in questa fase è necessario sviluppare una strategia di risposta al rischio, ad esempio implementando misure per mitigarne l'impatto, qualora non sia tollerabile;
- monitoraggio: in seguito all'adozione delle suddette contromisure, si procede all'individuazione di uno specifico piano di monitoraggio da applicare per tutta la durata della costruzione;
- progettazione di contromisure in casi di emergenza.

Le fonti di rischio per opere sotterranee possono derivare da incertezze e pericoli di natura geologica, idrogeologica, costruttiva etc. Tuttavia, in questo elaborato non si esamina in dettaglio ogni tipo di pericolo, piuttosto l'attenzione è rivolta al fenomeno della subsidenza, con un focus sulla determinazione del bacino di cedimenti superficiali e le implicazioni che questo può avere sugli edifici esistenti.

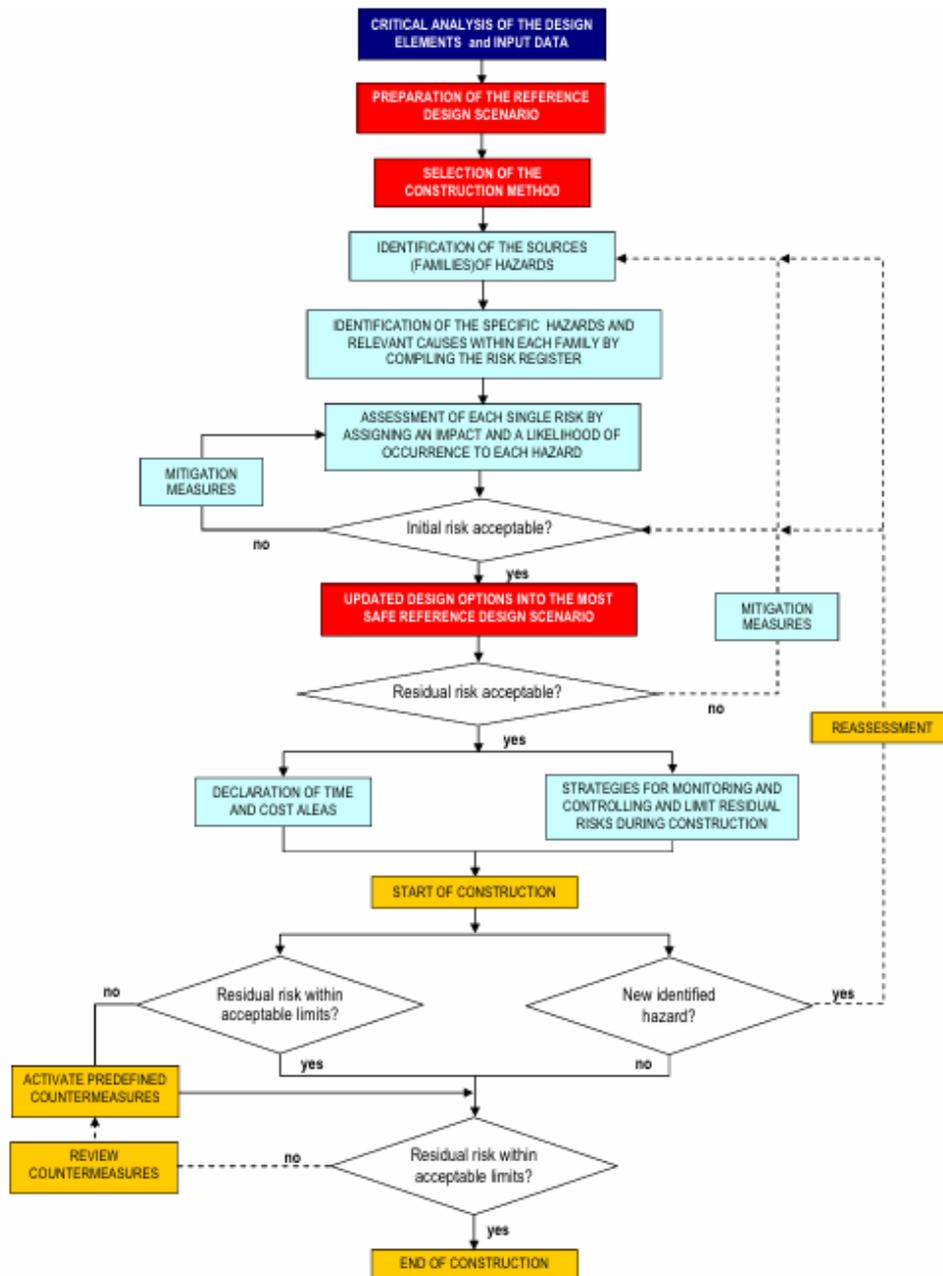


Figura 16 – Fasi del Piano di Gestione del Rischio (Grasso & Soldo, 2017)

### 3.2 Building Condition Survey

Per comprendere e valutare gli effetti che un campo di spostamenti può indurre sugli edifici esistenti è necessario, preliminarmente, valutarne la vulnerabilità attraverso un'attività di rilievo delle condizioni esistenti definita *Building Condition Survey (BCS)*, la quale consente di definire il cosiddetto *indice di vulnerabilità*.

In relazione al problema della subsidenza, cioè dei cedimenti indotti in superficie dai movimenti del terreno, la BCS è un processo fondamentale per verificare lo stato delle strutture che possono essere soggette a tali spostamenti.

La BCS ha lo scopo di esaminare la vulnerabilità di un edificio, con particolare attenzione agli elementi strutturali, per identificarne eventuali danni e consente di valutare le condizioni generali della struttura e assegnare un determinato grado di vulnerabilità. A tal fine, occorre determinare la zona di influenza entro la quale le strutture devono essere analizzate, definendo l'area di influenza dello scavo anche con metodi semplificati.

Una volta individuata la zona di influenza, si attribuisce a ciascun edificio, un indice di vulnerabilità, basandosi su ricerche storiche e disegni progettuali, con l'accompagnamento di ispezioni sul campo (Guglielmetti, 2008).

<b>Indice di vulnerabilità</b>	<b>Grado di vulnerabilità</b>
0 - 20	Trascurabile
20 - 40	Basso
40 - 60	Lieve
60 - 80	Moderato
80 - 100	Alto

Tabella 1 – *Relazione indice – grado di vulnerabilità*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

La tabella 1 mostra la correlazione tra il grado di vulnerabilità della struttura analizzata e l'indice di vulnerabilità, illustrando una distinzione in cinque fasce.

La valutazione di tale indice consente di classificare gli edifici in base alla loro suscettibilità a subire deformazioni, rappresentando un aspetto fondamentale per individuare le strutture maggiormente a rischio.

PROJECT NAME		Building code		PAGE
CALCULATION OF THE VULNERABILITY INDEX Chiriotti et al., 2001)		0001		1/2
Maximum value: 25	<b>A. STRUCTURAL BEHAVIOUR OF THE BUILDING</b>			
	<b>Characteristic</b>	<b>Index</b>	<b>Assumed value</b>	
	<b>A.1. Horizontal structural elements</b>			
	A.1.1. Wood structure	6	6	x
	A.1.2. Reinforced concrete	0		
	A.1.3. Mixed structure	3		
	<b>A.2. Vertical structural elements</b>			
	A.2.1. Masonry elements	6	6	x
	A.2.2. Steel elements	0		
	A.2.3. Reinforced concrete elements	3		
	A.2.4. Mixed elements	4		
	<b>A.3. Foundations - source of information</b>			
	A.3.1. Direct (drawings, contractor)	0		
	A.3.2. Indirect (property owner, inhabitants, for similarity with known structures, assessed)	4	4	x
	<b>A.4. Type of refurbishment, if any</b>			
	A.4.1. Unknown	2		
	A.4.2. Increasing opening in the façade (or bearing walls)	6		
	A.4.3. Modifications maintaining the construction method	0		
	A.4.4. Modifications improving the construction method	3		
	A.4.5. Consolidation (bearing structure or foundations)	5		
	A.4.6. Adding floors	4	4	x
	A.4.7. Small interior works	0		
	<b>State of the refurbishment works (*)</b>			
	A.4.a. Done or in progress	1	0	x
	A.4.b. Designed	0	1	
<b>A.5. Presence of basement levels</b>				
A.5.1. No	0			
A.5.2. Yes	3	3	x	
<b>PARTIAL TOTAL A.</b>			<b>23</b>	

(\*) correction factor

PROJECT NAME		Building code		PAGE
CALCULATION OF THE VULNERABILITY INDEX Chiriotti et al., 2001)		0001		1/2
Maximum value: 25	<b>B. ORIENTATION AND POSITION OF THE BUILDING</b>			
	<b>Characteristic</b>	<b>Index</b>	<b>Assumed value</b>	
	<b>B.1. Orientation</b>			
	B.1.1. $L1 / L2 < 0.5$	S.T. 5 L.T. 10	S.T. 5 L.T. 10	x
	B.1.2. $0.5 < L1 / L2 < 2$	6 6		
	B.1.3. $L1 / L2 > 2$	10 5		
	<b>B.2. Group effect of buildings</b>			
	B.2.1. Isolated building Type A ( $L1, L2 < 2D$ )	15		
	B.2.2. Isolated building Type B ( $L1, L2 > 2D$ )	5		
	B.2.3. Isolated building Type C ( $L1 < 2D; L2 > 2D$ )	10		
	B.2.4. Isolated building Type D ( $L1 > 2D; L2 < 2D$ )	10		
	B.2.5. Grouped buildings parallel to the tunnel axis	0 7	0 7	x
	B.2.6. Grouped buildings perpendicular to the tunnel axis	7 0		
	<b>B.3. Position (relative to tunnel) factor multiplying B1 and B2</b>			
	B.3.1. $x/D < 1$	1	1	x
	B.3.2. $1 < x/D < 3$	0.5		
	B.3.1. $x/D > 3$	0		
	<b>PARTIAL TOTAL B.</b>			<b>5 17</b>

Figura 17 – Calcolo indice di vulnerabilità: fase A (Guglielmetti, 2008)

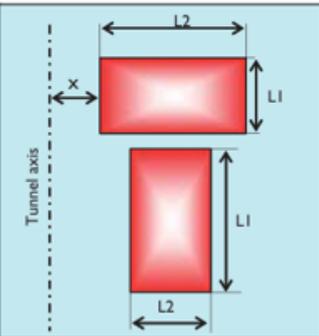
PROJECT NAME		Building code	PAGE
CALCULATION OF THE VULNERABILITY INDEX (Chiriotti et al., 2001)		<b>0001</b>	2/2
Max. value: 10	<b>C. FUNCTIONAL BEHAVIOUR OF THE BUILDING</b>		
	Characteristic	Index	Assumed value
	<b>C.1 Use of the building</b>		
	C.1.1. Highly sensitive building (hospital, building with sensitive instrumentations, monument, historical building) etc.)	10	10 x
	C.1.3. Low sensitive building (parkings, abandoned buildings)	0	
	<b>PARTIAL TOTAL C.</b>		<b>10</b>
Maximum value: 20	<b>D. AESTHETIC FEATURES OF THE BUILDING</b>		
	Characteristic	Index	Assumed value
	<b>D.1. Historic / artistic heritage</b>		
	D.1.1. No	0	
	D.1.2. Yes	12	12 x
	<b>D.2. Internal not bearing walls</b>		
	D.2.1. Wood	1	1 x
	D.2.2. Bricks	4	
	D.2.3. Cartongesso	3	
	D.2.4. Alluminium and glass	2	
	<b>D.3. External finishes</b>		
	D.3.1. Artistic tailing	4	4 x
	D.3.2. Ordinary tailing	3	
	D.3.3. Plaster	2	
	D.3.4. Other	1	
<b>PARTIAL TOTAL D.</b>		<b>17</b>	
Max.v.: 20	<b>E. STATE OF THE BUILDING</b>		
	Characteristic	Index	Assumed value
	<b>E.1. General visual conditions</b>		
	E.1.1. Good	0	
	E.1.2. Medium	4	4 x
	E.1.3. Bad	8	
	<b>E.2. Signals of settlements in the surrounding area</b>		
	E.2.1. Yes	4	4 x
	E.2.2. No	0	
	<b>E.3. Cracks</b>		
E.3.1. Major cracks and extensive patterns	8		
E.3.2. Cracks and some patterns	5	5 x	
E.3.3. Isolated minor cracks	3		
<b>PARTIAL TOTAL E.</b>		<b>13</b>	
<b>LEGEND</b> L1: average dimension in the direction parallel to the tunnel alignment L2: average dimension in the direction perpendicular to the tunnel alignment S.T. = short term L.T. = long term x = distance of the building from the tunnel axis D = tunnel diameter			
<b>Long-term vulnerability index:</b>		<b>80</b>	
<b>Shaort-term vulnerability index:</b>		<b>68</b>	

Figura 18 – Calcolo indice di vulnerabilità: fase B (Guglielmetti, 2008)

In particolare, l'indice di vulnerabilità di una struttura dipende dal comportamento strutturale e funzionale dell'edificio, dalla sua posizione e orientamento, ed ha lo scopo di identificare le condizioni iniziali della struttura in modo da poter definire un adeguato monitoraggio (Crova & Rizzo, 2022).

L'indice di vulnerabilità può essere definito seguendo l'approccio delle tabelle riportate nelle figure 17 e 18. In funzione del valore ottenuto rispetto a tale parametro, i valori soglia dei parametri di controllo – illustrati nel paragrafo successivo – vengono spesso adattati tramite un fattore riduttivo, così da tenere opportunamente conto del livello di vulnerabilità dell'edificio nell'ambito della valutazione complessiva (Crova & Rizzo, 2022).

### 3.3 Building Risk Assessment

Il *Building Risk Assessment (BRA)* è un processo volto alla determinazione dei principali rischi rispetto ai quali occorre valutare la sicurezza di un edificio, basandosi sui risultati della BCS.

La determinazione del rischio che l'edificio si danneggi a causa dei cedimenti indotti dallo scavo prevede il calcolo di specifici parametri deformativi, i quali sono illustrati nella figura 19, ove i parametri illustrati hanno il seguente significato:

- $p_{max}$ : cedimento massimo;
- $\delta p_{max}$ : cedimento differenziale massimo;
- $\theta$ : rotazione o pendenza di una linea che unisce due punti di riferimento;
- $\alpha$ : deformazione angolare, ovvero la rotazione totale in un punto (positiva quando la concavità è verso l'alto), data dalla seguente equazione:

$$\alpha_B = \delta p_{BA}/L_{BA} + \delta p_{BC}/L_{BC} \quad (1)$$

- $\Delta_{max}$ : inflessione relativa massima, ovvero lo spostamento relativo in un punto alla linea congiungente i punti di riferimento a distanza L;
- $\omega$ : rotazione di corpo rigido della struttura;

- $\beta$ : rotazione relativa o distorsione angolare, che rappresenta l'inclinazione tra due punti a causa di cedimenti differenziali;
- $\Delta/L$ : rapporto di inflessione.

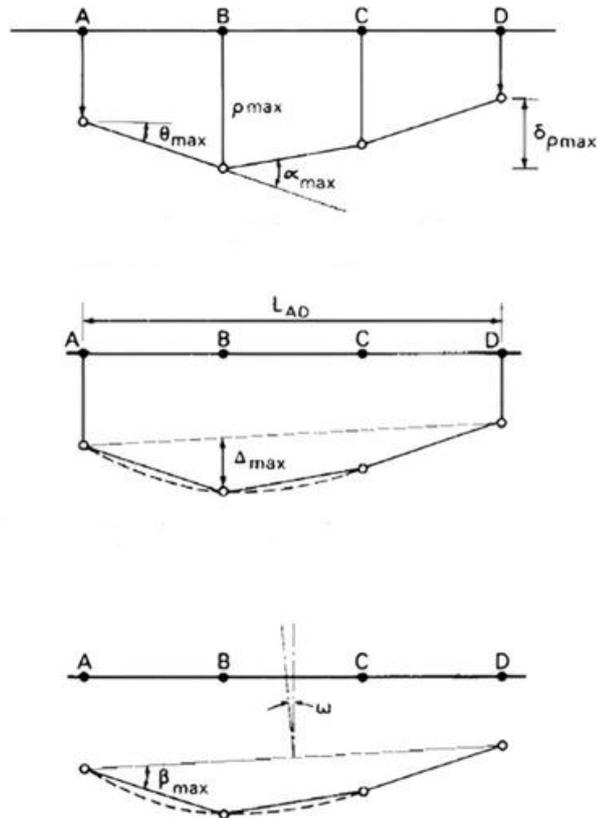


Figura 19 – Parametri interazione terreno – struttura (Burland, Broms, & De Mello, 1977)

Il rapporto di inflessione  $\Delta/L$  è strettamente legato al parametro di deformazione limite di trazione ( $\epsilon_{lim}$ ), che viene collegato al danneggiamento della struttura ed è presente in alcune delle principali classificazioni della letteratura geotecnica nell'ambito del danneggiamento indotto dagli scavi, tra le quali si annovera quella di Burland et al. (1977) (vedi tabella 2). Infatti, il danneggiamento dovuto ai movimenti indotti dallo scavo si manifesta in termini di fessurazione, pertanto si correla in maniera diretta alla deformazione di trazione. Pertanto,  $\epsilon_{lim}$  consente di determinare a quale fascia di danneggiamento appartiene un edificio. In pratica, la deformazione massima subita dall'edificio viene confrontata con una deformazione limite prestabilita  $\epsilon_{lim}$  e, pertanto, l'edificio viene collocato in una specifica fascia di danneggiamento, che può variare da trascurabile a molto grave, come proposto

nella tabella che segue. In particolare, in tabella 2 il danno atteso è direttamente correlabile all'ampiezza della fessura, quindi alla deformazione di trazione indotta.

<b>Categoria di danno</b>	<b>Grado di severità</b>	<b>Ampiezza fessura [mm]</b>
0	Trascurabile	< 0.1
1	Molto lieve	< 1
2	Lieve	< 5
3	Moderato	da 5 a 15
4	Grave	da 15 a 25
5	Molto grave	> 25

Tabella 2 – *Classificazione del danno*, modificata da (Burland, Broms, & De Mello, 1977)

La precedente tabella, che fa riferimento agli studi di Burland, Broms e De Mello (1977), rappresenta una delle prime classificazioni del danno per edifici in cui la fessurazione correlata alla deformazione di trazione indotta dal cedimento, quindi dallo scavo, gioca un ruolo fondamentale.

Assimilando l'edificio ad una trave di fondazione equivalente (*metodo della trave equivalente*), la deformazione massima di trazione corrisponde al valore massimo tra quelli ottenuti dai meccanismi di flessione e taglio, come illustrato nella figura 20, ove viene illustrato il metodo ed i meccanismi fessurativi che intervengono su una trave, ovvero:

- meccanismo a flessione: vede l'instaurarsi di crepe subverticali a causa della trazione che nasce sulla trave;
- meccanismo a taglio: la presenza di una azione tagliante induce delle fessure diagonali, che causano la rottura dell'elemento.

Altre classificazioni sul danneggiamento di una struttura impiegano come parametri di riferimento il rapporto di inflessione  $\Delta/L$  e la distorsione angolare ( $\beta$ ):

- Skempton e Macdonald (1956) fissano come valore soglia per l'inizio della fessurazione  $\beta$  pari a  $1/300$ , mentre per valori  $\beta > 1/150$  può aversi un danneggiamento severo;
- Polshin e Tokar (1957) individuano condizioni più stringenti, tenendo conto del rapporto  $H/L$  di edifici in muratura portante su sabbie e/o argille.

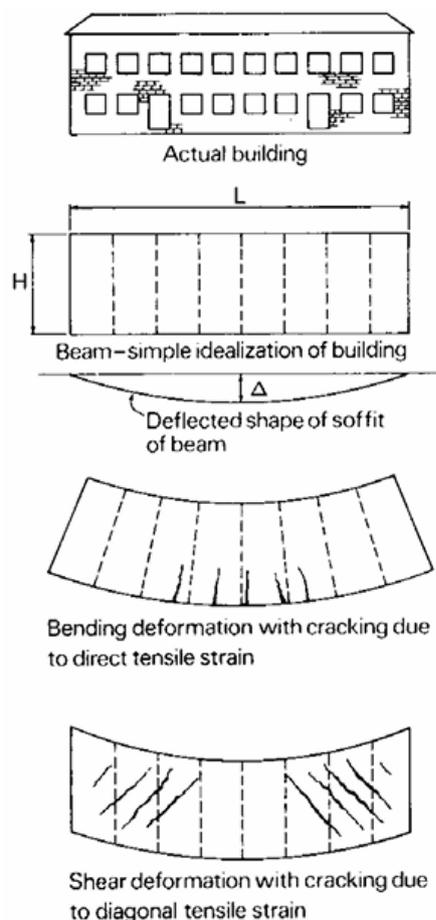


Figura 20 – Metodo della trave equivalente (Burland, Broms, & De Mello, 1977)

Un'altra tipologia di classificazione è quella proposta da Rankine (1988), in cui egli correla il danneggiamento alla distorsione angolare e al cedimento massimo.

Categoria di danno	Grado di severità	Parametri di controllo	
		$\beta_{max}$	$S_{max}$ [mm]
1 - Estetico	Trascurabile	$< 1/500$	$< 10$
2 - Estetico	Lieve	$< 1/500 - 1/200$	da 10 a 50
3 - Funzionale	Moderato	$< 1/200 - 1/50$	da 50 a 75
4 - Strutturale	Elevato	$> 1/50$	$> 75$

Tabella 3 – Classificazione del danno secondo Rankine (1988), modificata da (Guglielmetti, 2008)

Boscardin e Cording (1989) correlano la distorsione angolare con la deformazione orizzontale  $\varepsilon_h$  subita dall'edificio per identificare il grado di danneggiamento, in

particolare per edifici in muratura portante, definendo un nuovo criterio di stima del danno, illustrato nella figura che segue.

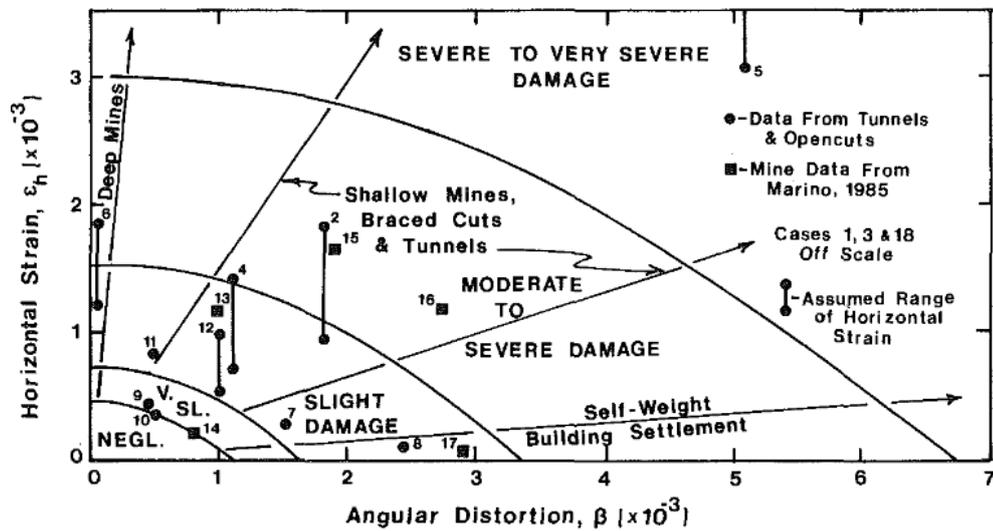


Figura 21 – Criterio di stima del danno per edifici (Boscardin & Cording, 1989)

A tal proposito, Burland (1995), tenendo conto della deformazione orizzontale indotta su un edificio durante lo scavo, sviluppa un nuovo metodo di classificazione del danno, che prevede la distinzione in sei categorie di danno. Pertanto, egli correla il danno atteso in funzione del rapporto di inflessione e della deformazione orizzontale indotta, come indicato nella figura seguente.

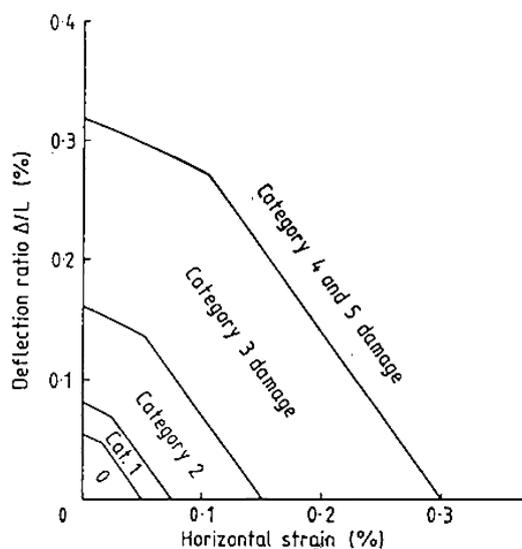


Figura 22 – Criterio di stima del danno secondo Burland (1995), (Mair, Taylor, & Burland, 1996)

Ad ogni modo, nelle valutazioni del danno atteso bisognerebbe tener conto che tali criteri di stima fanno riferimento a condizioni ben definite, ad esempio rapporti L/H unitari.

### 3.3.1 Deformazione di trazione limite

Come discusso finora, il concetto di deformazione di trazione limite è molto importante nel momento in cui bisogna effettuare una valutazione del rischio di danno per un edificio. Infatti, nonostante in letteratura vi sono vari parametri associati alla definizione del danno, la deformazione di trazione limite rappresenta quello più attendibile.

Polshin e Tokar (1957) sviluppano il concetto secondo cui l'inizio del danno visibile è connesso al raggiungimento della deformazione di trazione limite. Tale concetto viene ripreso da Burland e Wroth (1974) e correlato alla fessurazione della trave equivalente, rispetto alla quale Timoshenko (1957) trova l'espressione dell'inflessione nel suo centro. La trave viene considerata isotropa, avente comportamento elastico lineare, priva di peso, soggetta ad un carico centrato e di spessore unitario. Egli dimostra la dipendenza tra il rapporto di inflessione, le dimensioni e la rigidezza della trave, come evidenziato dalla seguente equazione:

$$\Delta = (PL^3/48EI)(1 + 18EI/L^2HG) \quad (2)$$

la quale può essere riscritta in termini di deformazione con le equazioni (3) e (4):

$$\Delta/L = (L/12y + 3I/2yLH * E/G)\epsilon b_{max} \quad (3)$$

in cui  $\epsilon b_{max}$  rappresenta la massima deformazione nella fibra estrema della trave,  $L$  la lunghezza,  $I$  il momento di inerzia,  $G$  ed  $E$  rispettivamente il modulo di taglio e il modulo di Young;

$$\Delta/L = (1 + HL^2/18I * G/E)\epsilon d_{max} \quad (4)$$

in cui  $\epsilon d_{max}$  è la massima deformazione diagonale.

Imponendo che la deformazione massima, per ciascuna equazione, sia pari alla deformazione limite e normalizzando il rapporto di inflessione rispetto a tale deformazione, si ottiene quanto osservabile nella seguente figura.

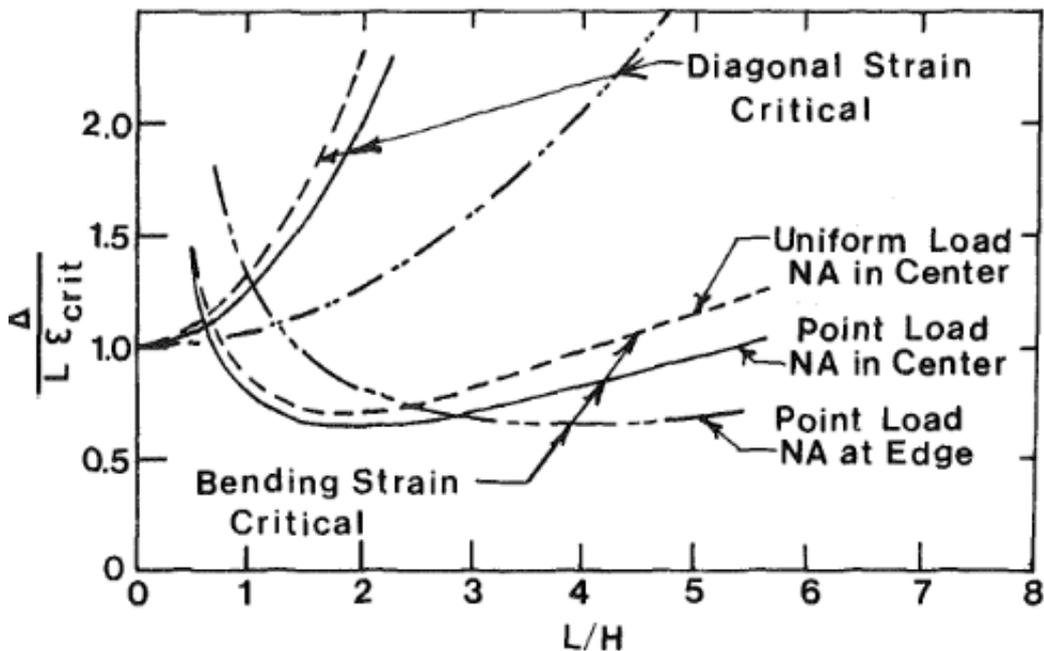


Figura 23 – Rapporto di inflessione normalizzato per travi inflesse (Burland & Wroth, 1974)

Nella figura viene evidenziato quale meccanismo tra quello di taglio e flessione si attiva per primo, facendo variare il rapporto di inflessione normalizzato, le dimensioni della trave, e le combinazioni di carico.

In modo particolare, relativamente al meccanismo di raggiungimento della deformazione critica a flessione, si può notare che l'influenza del tipo di carico è trascurabile, soprattutto nell'intervallo compreso tra  $2 < L/H < 4$ . Inoltre, per valori di  $L/H$  superiori ad 1, il meccanismo a flessione risulta generalmente più critico, poiché si attiva a livelli di deformazione significativamente inferiori rispetto a quello di taglio.

### 3.3.2 Indice di danno potenziale

Un ulteriore criterio di valutazione del danno di un edificio si deve a Schuster et al. (2009), i quali classificano il danno in funzione del cosiddetto *indice di danno potenziale (DPI)*. Tale criterio si basa sugli studi di Boscardin e Cording (1989), che, come accennato, classificano il danno in funzione della distorsione angolare e della deformazione orizzontale dell'edificio.

In pratica, il metodo proposto da Schuster et al. (2009) prevede la stima dei movimenti del terreno in maniera empirica o numerica, al fine di ottenere la distorsione angolare e la deformazione orizzontale subite dall'edificio. Questo approccio si basa sullo schema proposto nella seguente figura, in cui si osserva che con il procedere dello scavo la parete di sostegno si inflette, in seguito ai movimenti verticali e orizzontali del terreno, comportando la distorsione del piano di fondazione e lo sviluppo di deformazioni sull'edificio.

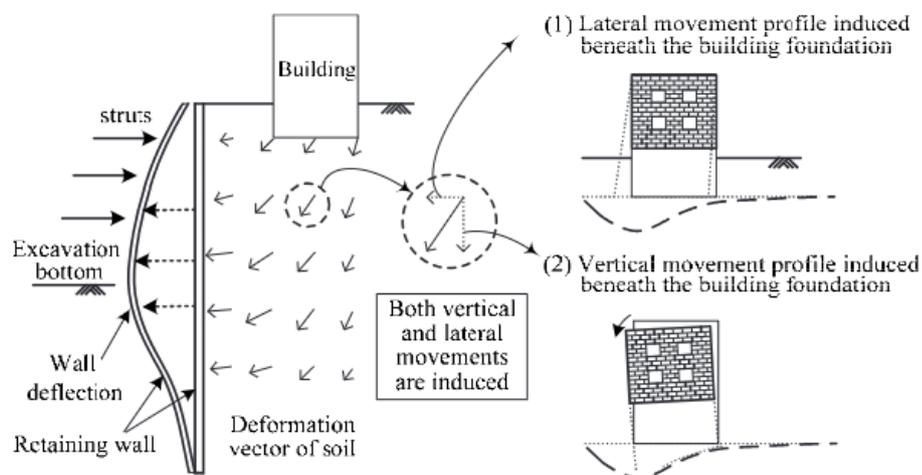


Figura 24 – Effetti dello scavo (Schuster, Kung, Juang, & Hashash, 2009)

Dunque, stimando gli spostamenti del suolo, la distorsione del piano di fondazione e la deformazione orizzontale indotta sulla struttura, si perviene al calcolo del DPI. Tale indice, noto il modello di spostamento verticale del terreno, viene utilizzato per definire il grado di danneggiamento.

Schuster et al. (2009) calcolano il DPI nel seguente modo:

$$DPI = [\varepsilon_p / (1/200)] * 100 \quad (5)$$

dove  $\varepsilon_p$  è la deformazione di trazione limite e viene calcolata con la seguente equazione:

$$\varepsilon_p = [\varepsilon_l (\cos\theta_{max})^2 + \beta (\cos\theta_{max})(\sin\theta_{max})] \quad (6)$$

in cui  $\varepsilon_l$  è la deformazione laterale,  $\beta$  è la distorsione angolare e  $\theta$  rappresenta la direzione di formazione della fessura, misurata rispetto al piano verticale. Il parametro  $\theta$  viene definito da Schuster et al. (2009) con la seguente equazione:

$$\theta = 0,5 \tan^{-1}(\beta / \varepsilon_l) \quad (7)$$

Sulla base di tali osservazioni, gli autori formulano la seguente classificazione del danno basata sul calcolo dell'indice DPI.

Categoria di danno	Grado di severità	DPI	
		Sagging [d/He < 1,4]	Hogging [d/He > 1,4]
1	Trascurabile - molto lieve	0 - 15	0 - 10
2	Lieve	15 - 25	10 - 20
3	Lieve - moderato	25 - 35	20 - 30
4	Moderato	35 - 60	30 - 50
5	Grave	60 - 85	50 - 80
6	Molto grave	> 85	> 80

Tabella 4 – *Classificazione del danno secondo il DPI*, modificata da (Schuster, Kung, Juang, & Hashash, 2009)

La tabella 4 riporta la classificazione pensata da Schuster et al. (2009) per edifici prevalentemente situati in terreni in argille da morbide a medie.

Per poter classificare il danno della struttura attraverso il parametro DPI occorre conoscere il bacino di cedimento verticale del terreno, in particolare la posizione del punto di flesso della curva che definisce il passaggio dalla curva di *Sagging* (concavità verso l'alto) a quella di *Hogging* (concavità verso il basso), o viceversa, come osservabile nella seguente figura.

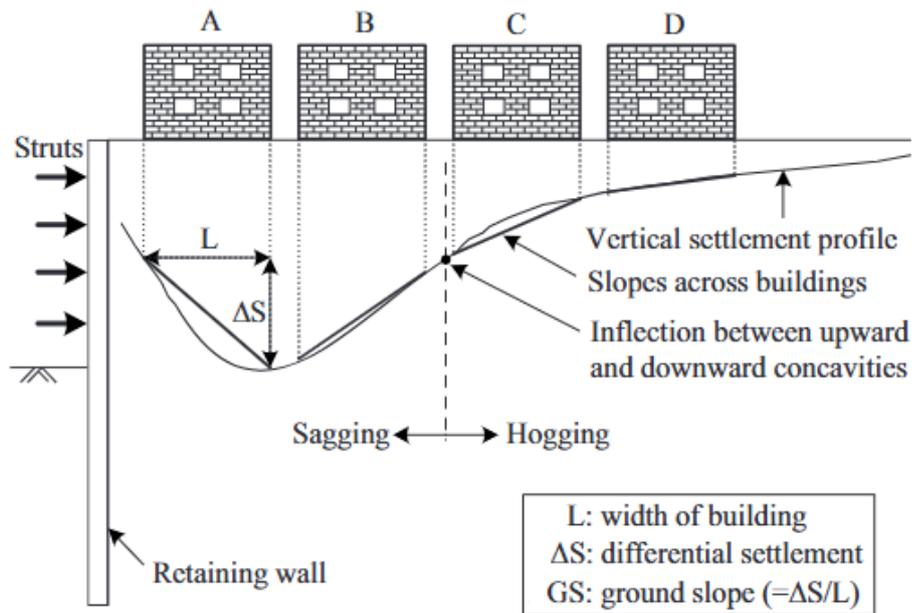


Figura 25 – Profilo di cedimento verticale del terreno (Schuster, Kung, Juang, & Hashash, 2009)

La definizione della curva di spostamento verticale del terreno è fondamentale ai fini della definizione del danno in questo approccio, poiché il valore assunto dal DPI dipende dal rapporto  $d/H_e$ , che a sua volta dipende dalla concavità della curva al di sotto dell'edificio analizzato. I parametri  $d$  ed  $H_e$  rappresentano rispettivamente la distanza dell'edificio dallo scavo e la profondità di scavo.

### 3.4 Protezione dal danneggiamento

Come discusso nella parte iniziale di questo capitolo, quando il rischio di danneggiamento delle strutture a causa dei cedimenti indotti dallo scavo non è

accettabile, è necessario intervenire tramite opportune misure di protezione dell'edificio.

In linea generale, esistono varie tipologie di tecniche di mitigazione dei cedimenti indotti in superficie, tra cui (Burland, 2001):

- irrigidimento del terreno mediante iniezione di malta cementizia (*Jet Grouting*) o chimica, al fine di ottenere di uno strato rigido sotto le fondamenta o prevenire la perdita di terreno in caso di scavo di una galleria sotterranea;
- rafforzamento dell'edificio mediante l'impiego di tiranti o puntoni temporanei;
- introduzione di una sottofondazione;
- installazione di una barriera fisica tra le fondamenta e lo scavo che non sia strutturalmente collegata alla struttura di fondazione, in modo da ammortizzare gli spostamenti che arrivano all'edificio.

#### 3.4.1 Misure di mitigazione dei cedimenti indotti da gallerie

In riferimento al fatto che la costruzione della stazione metropolitana Carlo Alberto è interessata dal passaggio della TBM, in questo paragrafo vengono menzionate alcune delle contromisure principali in situazioni che prevedono lo scavo di gallerie.

In linea generale, la tecnica maggiormente adottata per mitigare gli spostamenti indotti dallo scavo di gallerie prevede il consolidamento del terreno a determinate profondità, tuttavia, esistono diverse metodologie. Pertanto, si elencano alcune delle tecniche maggiormente impiegate:

- protezione subverticale mediante iniezioni o colonne di jet grouting: si tratta di un procedimento effettuato da piano campagna per creare una struttura di protezione tra la fondazione e la galleria;

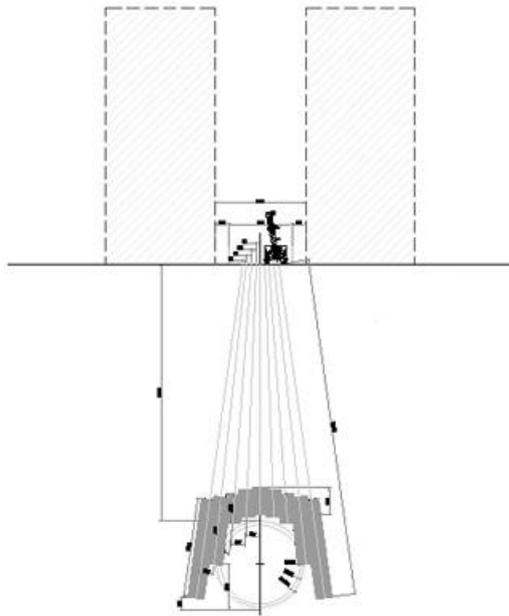


Figura 26 – *Protezione subverticale* (Crova & Rizzo, 2022)

- protezione sub orizzontale mediante iniezioni, colonne di jet grouting o iniezioni di compensazione per creare una struttura di protezione tra la fondazione e la galleria, eventualmente associandola con l'impiego di micropali;

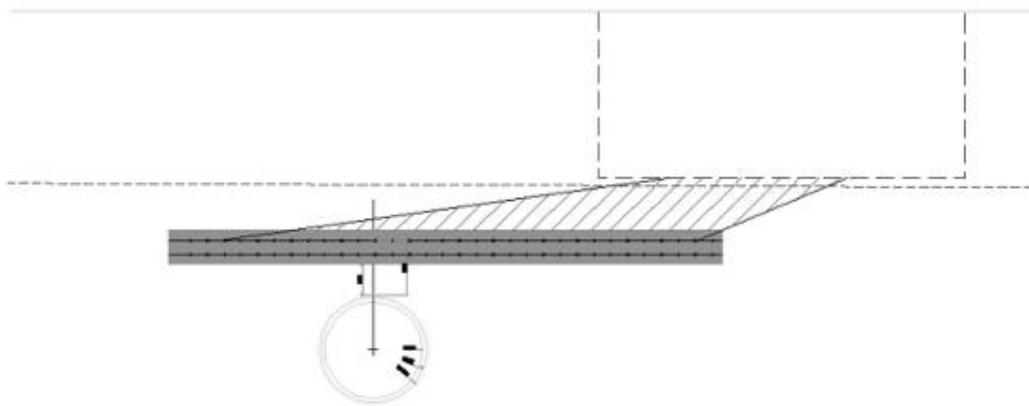


Figura 27 – *Protezione sub orizzontale* (Crova & Rizzo, 2022)

- arco di protezione della calotta eseguito in sub orizzontale da cunicolo, da pozzo o da stazione;

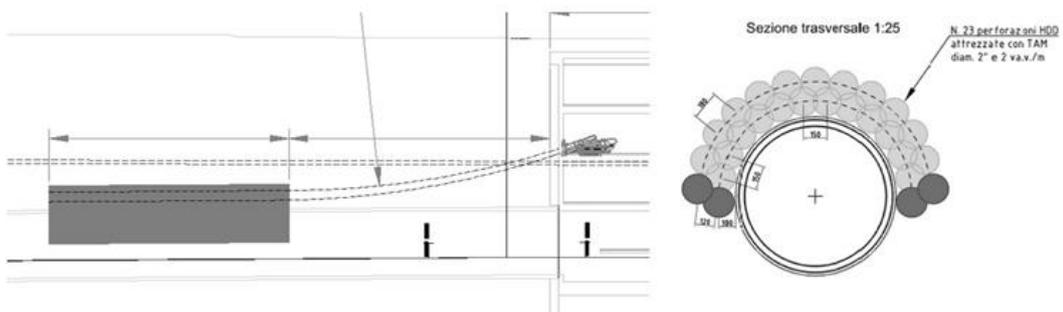


Figura 28 – Arco di protezione calotta in sub orizzontale (Crova & Rizzo, 2022)

- barriera sub orizzontale con perforazioni guidate, realizzate mediante iniezioni o jet grouting, eventualmente rinforzate con micropali o tecniche come il *compensation grouting*.

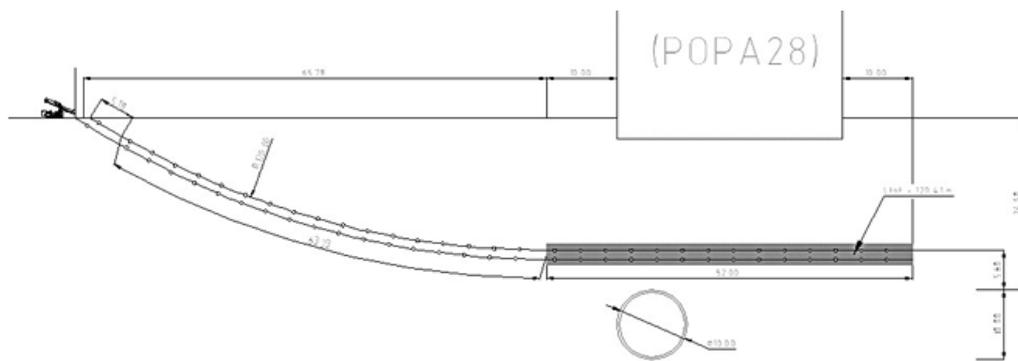


Figura 29 – Barriera sub orizzontale (Crova & Rizzo, 2022)

La tecnica del *compensation grouting* prevede l'iniezione di una miscela generalmente a base cementizia tra la galleria e la fondazione mediante *canne a manchettes*, con iniezioni controllate tramite un sistema di monitoraggio costituito da assestimetri a varie profondità e capisaldi posti a piano campagna (D'Effremo, Fontanella, & Desideri, 2011).

## 4. INTERAZIONE SCAVO – TERRENO – STRUTTURA

Lo studio dell'interazione tra il terreno e la struttura desta oggi più che mai particolare attenzione, poiché, essendo ormai il suolo poco edificabile, molte opere vengono progettate per essere realizzate sottoterra. Purtroppo, questo comporta un attento studio in merito alla valutazione della sicurezza degli edifici, poiché, a causa dei cedimenti indotti dal movimento del suolo con il progredire dello scavo, possono generarsi sollecitazioni che causano una deformazione di trazione sulla struttura. Pertanto, l'obiettivo è ridurre quanto più possibile l'entità di questa deformazione indotta, in modo da ridurre l'entità del danneggiamento.

In prima approssimazione, il calcolo dei cedimenti indotti dal movimento del terreno è condotto impiegando metodi empirici, semi empirici o analitici, presenti in letteratura. In fase di progettazione, invece, si ricorre frequentemente ad analisi numeriche, ad esempio analisi agli elementi finiti. Le analisi numeriche si utilizzano soprattutto quando la complessità del progetto lo richiede, ad esempio, nei casi in cui si segnala la presenza di strutture superficiali o quando la stratigrafia è particolarmente complessa.

Di seguito viene presentata una panoramica dei principali metodi di calcolo dei cedimenti indotti da scavi profondi e, brevemente, da gallerie. In merito a queste ultime, viene svolta una breve trattazione per ricollegarsi al metodo di scavo meccanizzato esposto nel capitolo 2, in quanto lo scavo relativo al caso studio proposto in questo elaborato è interessato dal passaggio della TBM.

In particolare, vengono esaminati i metodi empirici e semi empirici, per poi concentrarsi sui metodi numerici in un capitolo a parte. Questo approccio è giustificato dal fatto che il modello rappresentativo della stazione Carlo Alberto viene sviluppato all'interno di un software basato sulla teoria degli elementi finiti. Pertanto, la trattazione dei metodi numerici è approfondita in un capitolo dedicato, al fine di sottolineare l'importanza di questa metodologia.

## 4.1 Spostamenti indotti dallo scavo di gallerie

La costruzione di gallerie, a causa dei movimenti del terreno, induce degli spostamenti in superficie che rispetto all'asse della galleria sono trasversali e longitudinali.

L'estensione del bacino di subsidenza dipende da molteplici fattori, tra cui le proprietà del terreno, la geometria dello scavo, le strutture di supporto impiegate e la loro rigidità.

La seguente figura illustra il bacino di subsidenza del terreno quando sottoposto allo scavo di una galleria.

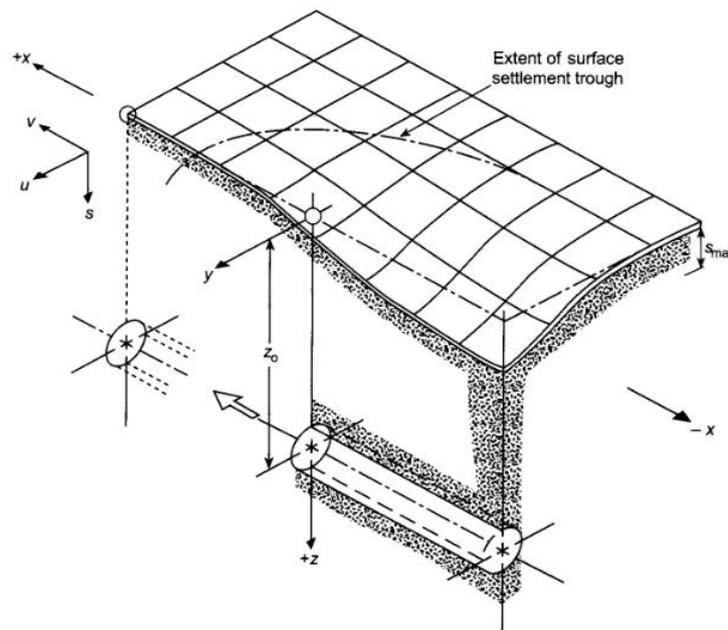


Figura 30 – *Bacino di subsidenza indotto dallo scavo di una galleria* (Burland, 2001)

Da attendere che il massimo cedimento verticale si realizza in corrispondenza dello scavo, allontanandosi da esso lo spostamento si attenua.

Esistono diversi metodi che consentono di valutare il bacino di subsidenza: i metodi empirici e semi empirici sono ampiamente utilizzati, perché semplici e comprovati dall'esperienza sul campo; piuttosto, i metodi analitici si prestano al calcolo degli spostamenti attraverso soluzioni in forma chiusa, infatti, risultano spesso schematici e limitati ad un determinato contesto (Bilotta, Russo, & Viggiani, 2002).

Secondo il metodo della *Curva Gaussiana* formulato da Peck (1969), il bacino di subsidenza ha l'aspetto di una curva di Gauss.

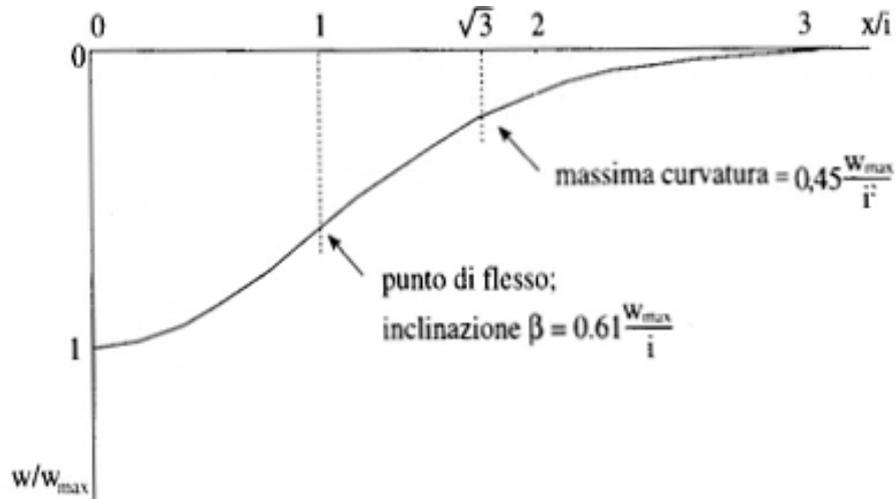


Figura 31 – *Curva Gaussiana* (Bilotta, Russo, & Viggiani, 2002)

La definizione dell'equazione della curva mostrata in figura 31 richiede due parametri fondamentali:

- $i$ : rappresenta la distanza dal punto di flesso della curva all'asse di simmetria, funzione della profondità dell'asse della galleria  $z_0$  e di un coefficiente adimensionale  $k$ , che dipende dalle caratteristiche del terreno. Il punto di flesso delimita il passaggio dalla zona concava (sagging) a quella convessa (hogging) della curva gaussiana.
- $V_s$ : rappresenta il volume per unità di lunghezza del bacino di cedimenti, dunque, l'area della conca di subsidenza. Il volume per unità di lunghezza viene calcolato con la seguente equazione:

$$V_s = s_{max} * i * \sqrt{2\pi} \quad (8)$$

in cui  $s_{max}$  è il cedimento massimo.

Il cedimento verticale ad una generica distanza è calcolato con la seguente equazione:

$$s = s_{\max} * e^{(-y^2/2i^2)} \quad (9)$$

In particolare, lo spostamento orizzontale può ricavarsi a partire dallo spostamento verticale con la seguente equazione:

$$u = s * y/z_0 \quad (10)$$

derivando la quale si può ottenere la deformazione di trazione corrispondente. La relazione tra l'entità di tale deformazione, lo spostamento orizzontale e lo spostamento verticale viene illustrata nella seguente figura, da cui si osserva che nei punti di flesso della curva di cedimento trasversale la deformazione associata allo spostamento orizzontale è nulla. Inoltre, prima di questi punti, la deformazione assume valori negativi, indicando una condizione di compressione.

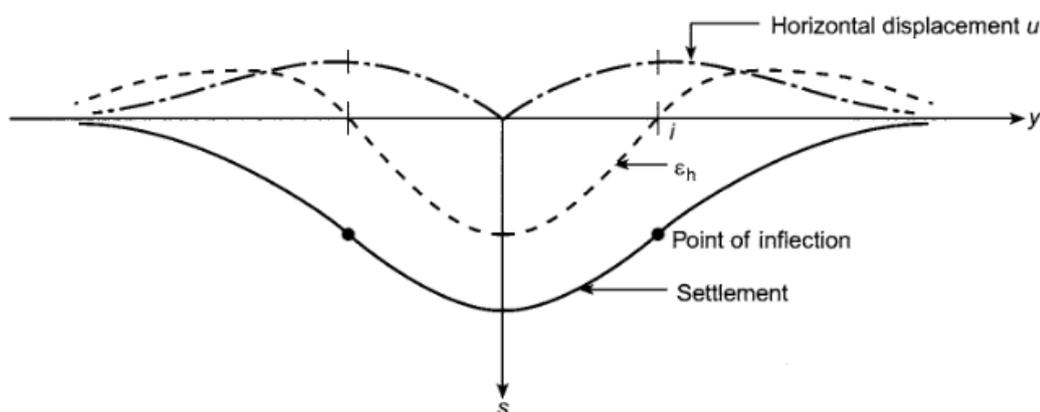


Figura 32 – Relazione tra s, u, ε<sub>h</sub> (Burland, 2001)

Tra i metodi analitici più utilizzati per la stima degli spostamenti indotti dallo scavo di gallerie vi è il metodo di Sagaseta (1987). Tuttavia, per non discostarsi eccessivamente dallo scopo di questo elaborato, non viene prolungata tale trattazione, piuttosto ci si concentra sullo sviluppo dei metodi empirici e semi empirici per la definizione dei cedimenti in terreni sciolti nell'ambito di scavi a cielo aperto.

## 4.2 Metodi empirici e semi empirici per stimare i cedimenti indotti da scavi a cielo aperto

I metodi empirici e semi empirici sono particolarmente utili nelle fasi preliminari di progettazione e di analisi del rischio di danno, fornendo un supporto utile al progettista per effettuare una prima valutazione.

Nei seguenti paragrafi vengono esaminati alcuni dei principali metodi empirici e semi empirici presenti in letteratura, alcuni dei quali ben si prestano anche al calcolo dello spostamento orizzontale delle pareti di sostegno di uno scavo.

In generale, uno scavo a cielo aperto può essere supportato da opere di sostegno come muri a gravità, muri a mensola, palancole, pali, diaframmi etc. Ponendo particolare attenzione ai diaframmi, che in accordo al progetto definitivo della seconda linea metropolitana di Torino sostengono lo scavo della stazione Carlo Alberto, il generico profilo di spostamento della parete può essere di due tipi (Vannucchi, 2018):

- *profilo a mensola (spandrel type)*, per cui il cedimento superficiale massimo si realizza in corrispondenza della parete;
- *profilo concavo (concave type)*, per cui lo spostamento superficiale massimo avviene ad una certa distanza dalla parete.

Alcuni studi dimostrano che vi è una correlazione tra lo spostamento del terreno e quello della parete. Tali spostamenti, a loro volta, dipendono da molteplici fattori, come la presenza di sistemi di puntellamento e, in tal caso, dalla loro rigidità e dalla fase in cui vengono attivati (Vannucchi, 2018).

Clough e O'Rourke (1990) identificano le varie tipologie di profilo in funzione della fase considerata, come illustrato in figura 33. Complessivamente, si identificano tre tipologie, in funzione delle fasi di scavo:

- durante le fasi iniziali (caso a – profilo a sbalzo) la parete si deforma come una mensola, con uno spostamento massimo in sommità, mentre il terreno manifesta un cedimento massimo in prossimità della parete stessa;
- nel momento in cui vengono installati i puntoni (caso b – profilo concavo), la parte a sbalzo della parete non si deforma ulteriormente, piuttosto lo

spostamento incrementale è tale che si realizza una deformata avente forma concava;

- la situazione finale (caso c) prevede un profilo misto, che tiene conto sia della deformata a sbalzo che di quella concava.

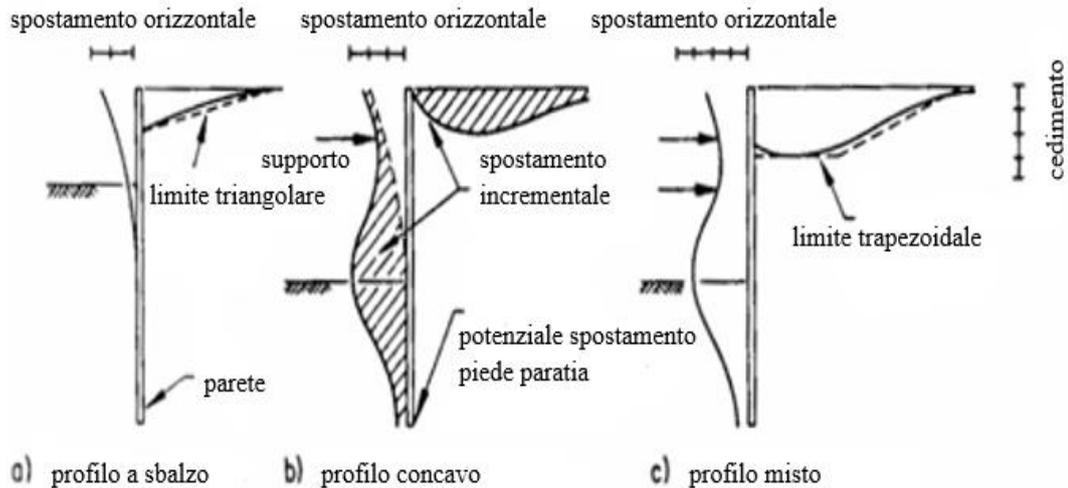


Figura 33 – *Profili di spostamento laterale della parete*, modificata da (Clough & O'Rourke, 1990)

I metodi che vengono descritti nei paragrafi successivi hanno lo scopo di fornire un aiuto alla modellazione, fornendo un metodo di confronto con i risultati derivati dal modello numerico.

#### 4.2.1 Metodo di Peck (1969)

Uno dei primi contributi relativi allo studio degli spostamenti superficiali del terreno indotti dalla esecuzione di scavi a cielo aperto si deve a Peck (1969). Egli esamina i dati sperimentali ottenuti per decine di scavi sostenuti da soldier pile (palificate tipo Berlinese) o da palancole supportate da puntoni trasversali.

La seguente figura mostra l'andamento del cedimento per argille e sabbie in funzione della distanza dal bordo dello scavo. Tali parametri vengono resi adimensionali rispetto alla profondità dello scavo stesso.

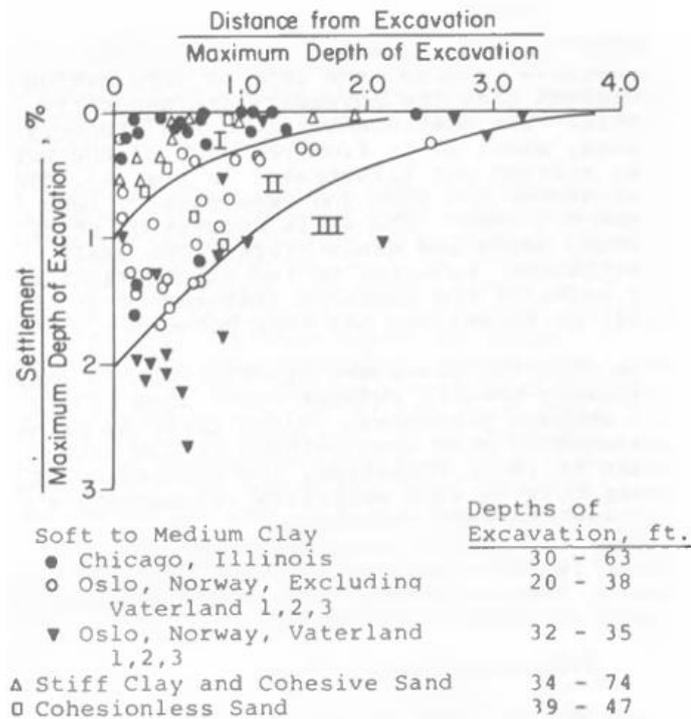


Figura 34 – Cedimento vs distanza normalizzati (Peck, 1969)

I dati sperimentali riportati da Peck (1969) fanno riferimento a tre zone, in base alla tipologia di terreno analizzata:

- zona I: sabbia e argilla da morbida a dura;
- zona II: argilla da molto morbida a morbida;
- zona III: argilla poco consistente.

Come osservabile in figura 34, il cedimento decresce con la distanza dal bordo dello scavo secondo un profilo a mensola. Inoltre, tale grafico fornisce, in via approssimativa, un metodo di calcolo della zona di influenza dello scavo:

- per terreni in zona I, l'area di influenza si estende poco oltre il doppio della profondità di scavo. In tal caso il cedimento massimo è pari a 1% della profondità;
- per terreni in zona II, l'area di influenza è compresa nell'intervallo di 2÷4 volte la profondità. In tal caso il cedimento massimo è compreso nel range di (1÷2)% della profondità;
- per terreni in zona III, l'area di influenza è maggiore di quattro volte la profondità. In tal caso il cedimento massimo è maggiore del 2%.

Va sottolineato che il metodo di Peck è molto cautelativo, in quanto si basa su una serie di dati ottenuti da scavi supportati con opere di sostegno eseguite prima degli anni '70 (Vannucchi, 2018).

#### 4.2.2 Metodo di O'Rourke et al. (1976)

Tale metodo si basa sugli studi condotti da O'Rourke et al. (1976) in riferimento a scavi sostenuti mediante soldier pile con puntoni ancorati a più livelli in sabbie dense alternate con argille rigide presso Washington D.C.

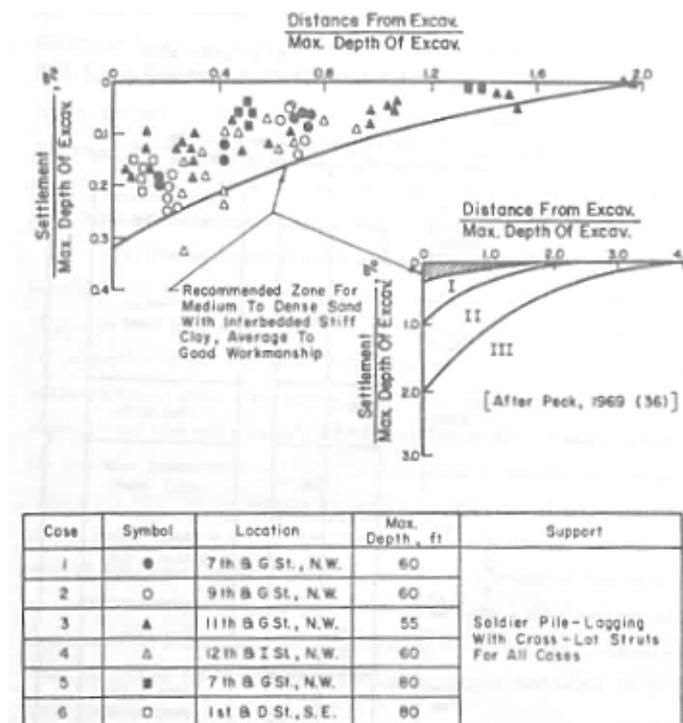


Figura 35 – Cedimento vs distanza normalizzati (O'Rourke, Cording, & Boscardin, 1976)

Se confrontati con i risultati di Peck (1969), specialmente per i terreni in zona I, i risultati di O'Rourke et al. (1976) mostrano cedimenti notevolmente più bassi. Infatti, mentre i risultati presentati in figura 34 definiscono un cedimento massimo normalizzato pari a 1%, in figura 35 viene illustrato un valore massimo circa pari a 0,3%, a dimostrazione di quanto sia cautelativo il metodo di Peck (1969).

Tuttavia, gli studi di O'Rourke et al. (1976) evidenziano anche aspetti relativi allo spostamento laterale della parete di sostegno. Queste analisi illustrano i risultati in tre diverse fasi:

1. scavo prima dell'installazione dei puntoni;
2. scavo dopo la loro installazione;
3. rimozione dei puntoni.

Nella fase iniziale, la parete assume una deformata a mensola, con uno spostamento massimo localizzato in sommità. Il terreno circostante rispecchia tale comportamento sviluppando deformazioni di trazione che si riducono progressivamente con la profondità, mantenendo un andamento simile a quello della parete, come illustrato nella figura seguente.

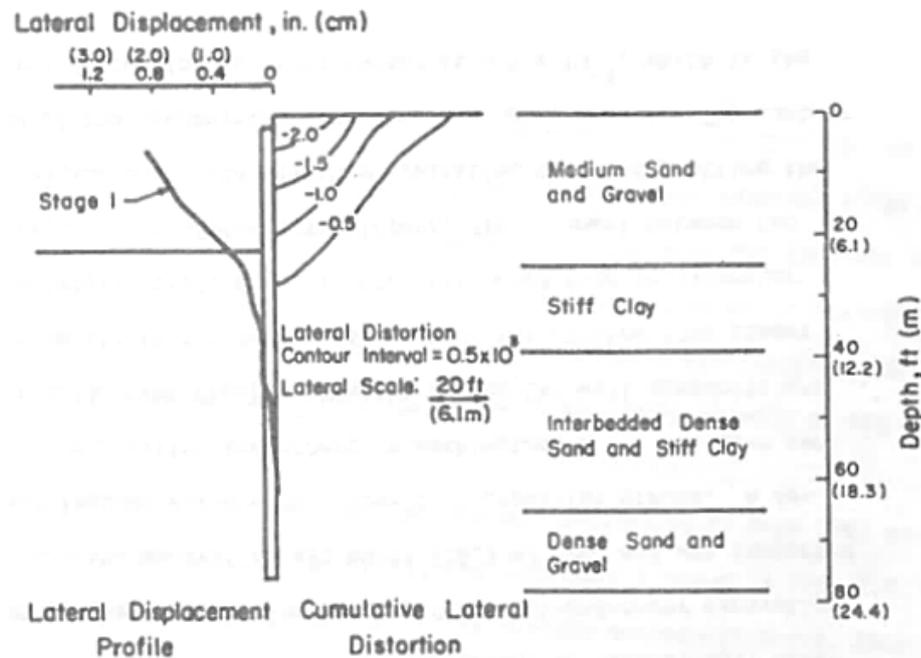


Figura 36 – Spostamento laterale in fase I (O'Rourke, Cording, & Boscardin, 1976)

Nella seconda fase, una volta installati i puntoni, la deformata della parete nella parte sommitale assume una configurazione simile a quella osservata in precedenza, ma con spostamenti più contenuti, probabilmente dovuti all'azione del precarico dei puntoni e al rigonfiamento del terreno. Piuttosto, nella parte inferiore della paratia la deformata presenta un andamento pressoché concavo. Ciò viene illustrato nella figura successiva (figura 37).

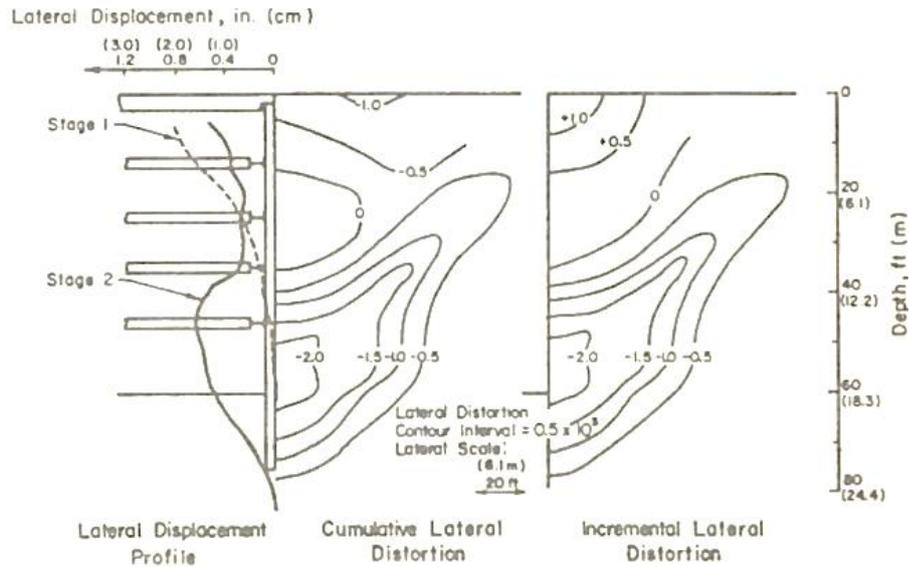


Figura 37 – *Spostamento laterale in fase 2* (O'Rourke, Cording, & Boscardin, 1976)

Infine, la figura 38 illustra gli spostamenti laterali della parete attribuibili all'ultima fase, ovvero in seguito alla rimozione dei puntoni. In questo caso, il profilo di spostamento laterale subisce un incremento sostanziale in testa alla parete, attenuandosi con la profondità. Si può notare che la deformata complessiva manifesta un andamento misto tra quello a mensola e quello concavo.

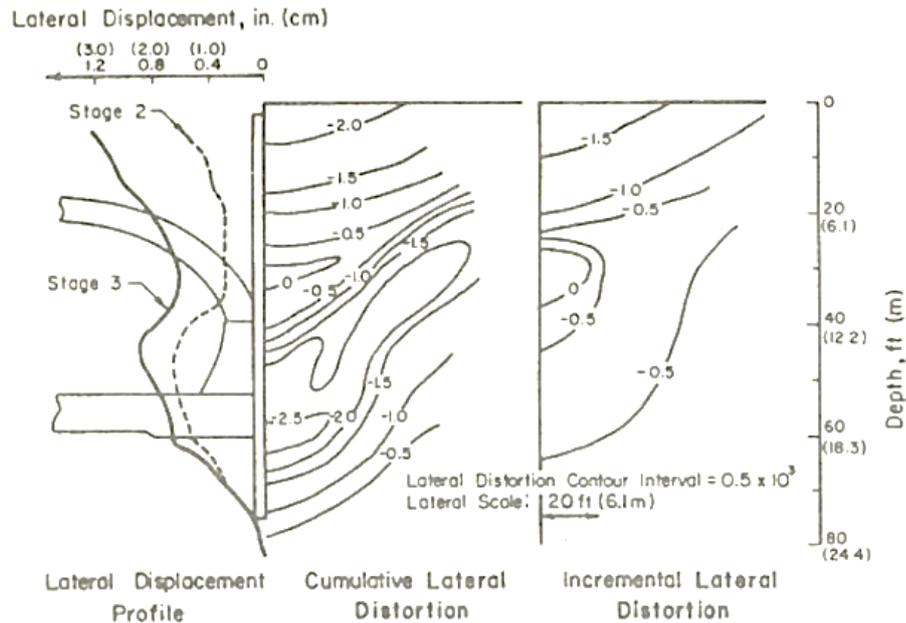


Figura 38 – *Spostamento laterale in fase ultima* (O'Rourke, Cording, & Boscardin, 1976)

### 4.2.3 Metodo di Bowles (1988)

Bowles (1988) propone un metodo per la stima del profilo di cedimento tipo spandrel indotto dallo scavo.

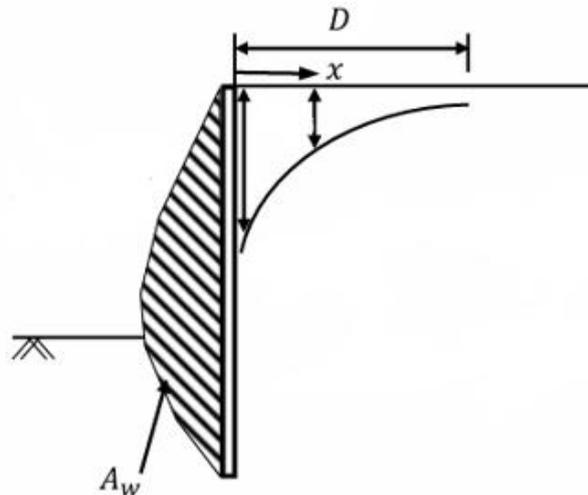


Figura 39 – Profilo di spostamento indotto dallo scavo, modificata da (Bowles, 1988)

Con riferimento alla precedente figura, il metodo proposto da Bowles (1988) si basa sui seguenti passi:

1. stimare l'inflessione laterale della parete, quindi calcolare il volume per unità di lunghezza ( $V_s$ ) interessato da tale spostamento o l'area ( $A_w$ );
2. stimare la zona di influenza ( $D$ ) usando il metodo di Caspe (1966) con la seguente equazione:

$$D = (H_e + H_d)\tan(45 - \varphi/2) \quad (11)$$

dove  $H_e$  indica la profondità dello scavo, mentre  $H_d = B$  (larghezza dello scavo) per suoli coesivi e  $H_d = 0,5B \tan(45 + \varphi/2)$  per suoli non coesivi;

3. calcolare il massimo spostamento superficiale del terreno con la seguente equazione:

$$\delta v_{max} = 4V_s/D \quad (12)$$

4. assumendo un profilo di cedimento parabolico, calcolare il generico spostamento del terreno ad una determinata distanza dalla parete con la seguente equazione:

$$\delta v = \delta v_{max} * [x/D]^2 \quad (13)$$

essendo  $x$  la posizione del generico punto rispetto al bordo della parete.

L'equazione (11) viene riformulata da Ou et al. (1993) nel seguente modo:

$$AIR = (H_e + H_p) \tan (45 - \varphi/2) \quad (14)$$

essendo  $AIR$  la zona di influenza dello scavo,  $H_e$  la profondità dello scavo e  $H_p$  la profondità di infissione della parete.

Inoltre, Ou et al. (1993) esaminano una serie di casi studi in Taipei, trovando che lo spostamento laterale massimo della parete si realizza vicino alla superficie di scavo e che questo ha un valore compreso nel range di  $(0,2\div 0,5)\% H$  (Zheng, 2022), essendo  $H$  la profondità di scavo.

#### 4.2.4 Metodo di Clough & O'Rourke (1990)

Clough & O'Rourke (1990), effettuano altri studi su cedimenti indotti da scavi a cielo aperto, con particolare riferimento alla tipologia di sostegno dello scavo e alla fase di installazione. Tali studi fanno riferimento a scavi eseguiti in tre differenti tipologie di terreno:

- terreni granulari;
- terreni coesivi da consistenti a molto consistenti;
- terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti.

In primo luogo, si osserva che la tipologia di opera di sostegno ha poca influenza sul massimo cedimento verticale subito dal terreno, come illustrato nella seguente figura.

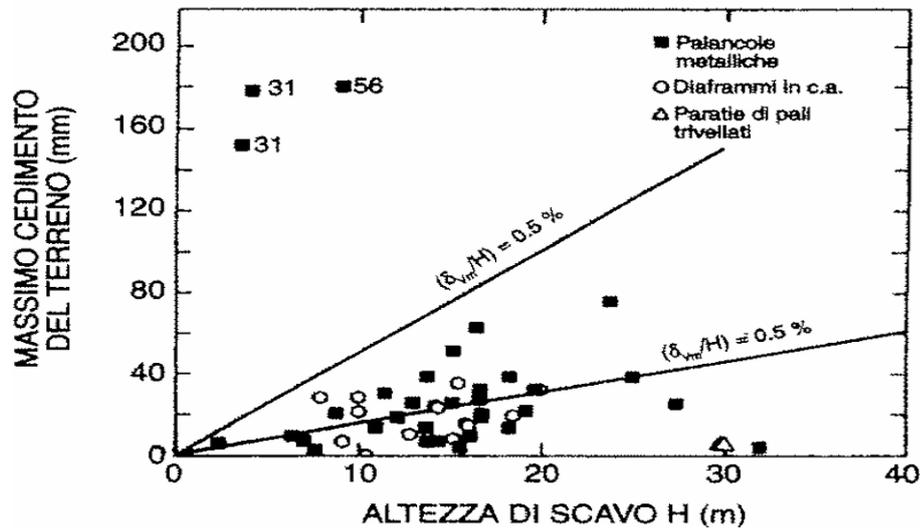


Figura 40 – Cedimento massimo con la profondità, modificata da (Clough & O'Rourke, 1990)

Il grafico riportato in figura 40 sottolinea che la scelta della tipologia di opera tra quelle analizzate riveste un aspetto trascurabile ai fini del cedimento del terreno, in particolar modo quando  $H < 20$  m.

I seguenti paragrafi espongono le osservazioni di Clough & O'Rourke (1990) per le varie tipologie di terreno analizzate.

#### 4.2.4.1 Scavi in terreni granulari

Gli scavi in terreni granulari vengono sostenuti da opere supportate con puntoni o tiranti, quali palancole in acciaio, soldier pile ed in un solo caso da un diaframma in calcestruzzo armato, ancorato con puntoni disposti a più livelli.

La seguente figura illustra che il cedimento massimo è tipicamente inferiore a 0,3% della massima altezza di scavo. Inoltre, il terreno risente dell'effetto dello scavo per

distanze non superiori al doppio di tale altezza, attenuandosi con una legge approssimativamente lineare.

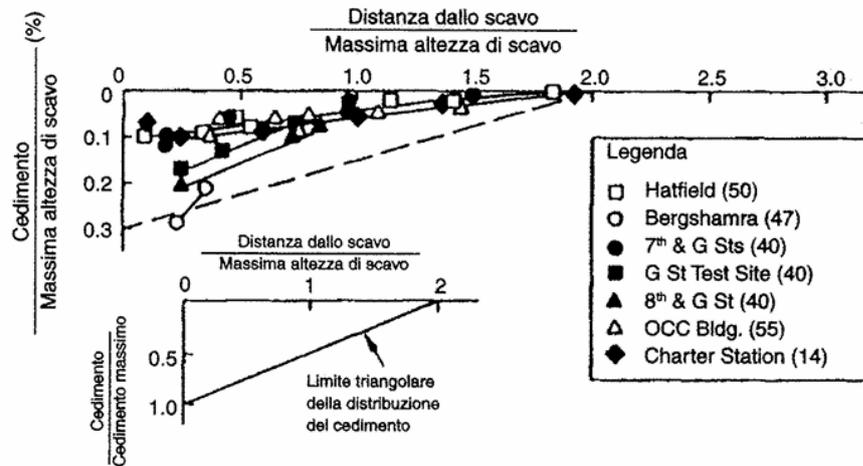


Figura 41 – Cedimento in terreni granulari, modificata da (Clough & O'Rourke, 1990)

#### 4.2.4.2 Scavi in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti

Gli scavi in terreni coesivi come argille, da dure a molto dure, sono supportati mediante soldier pile o diaframmi in calcestruzzo armato. Nella figura 42 vengono riportati i dati relativi agli spostamenti esaminati in queste condizioni. In particolare, si ha che:

- il grafico (a) mostra gli spostamenti verticali normalizzati con la profondità e confrontati con la distanza dallo scavo, resa adimensionale. Come prima, il cedimento massimo si attesta su valori non superiori a 0,3% della profondità di scavo; tuttavia, il terreno risente dell'effetto dello scavo a distanze maggiori, sino a tre volte la profondità.
- il grafico (b) mostra gli spostamenti orizzontali normalizzati con la profondità e confrontati con la distanza dallo scavo, resa adimensionale. In particolare, Clough & O'Rourke (1990) distinguono due zone, che fanno riferimento ai casi di supporto con scarsa o elevata rigidità orizzontale. Nel caso di vincoli rigidi, lo spostamento orizzontale risulta essere simile a

quello verticale; al contrario, quando si utilizzano vincoli a bassa rigidezza orizzontale, lo spostamento orizzontale può essere due o tre volte maggiore rispetto a quello verticale.

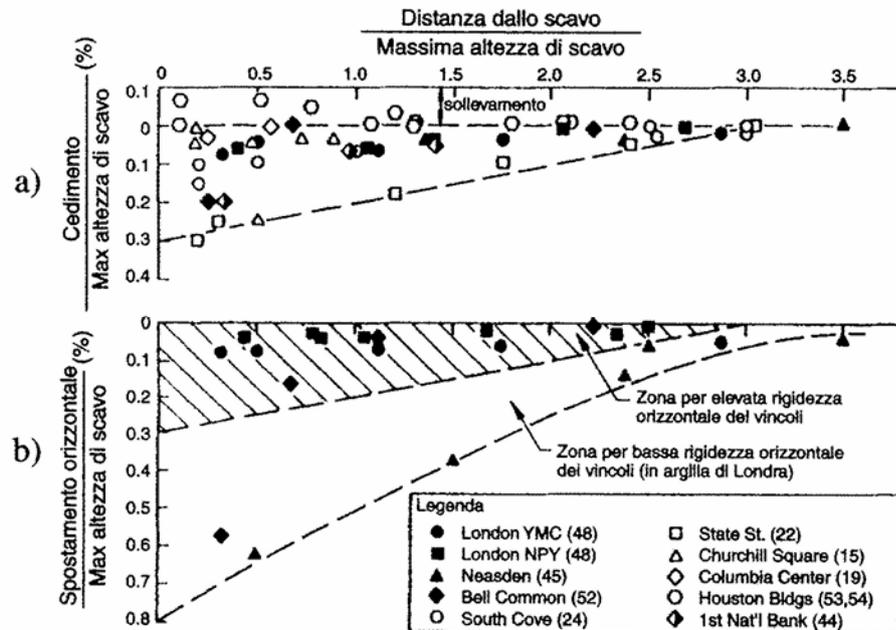


Figura 42 – Cedimenti in terreni coesivi da consistenti a molto consistenti, modificata da (Clough & O'Rourke, 1990)

#### 4.2.4.3 Scavi in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti

Gli scavi in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti sono sostenuti da palancole supportate mediante puntoni trasversali, soldier pile o diaframmi in calcestruzzo armato.

I risultati degli studi di Clough e O'Rourke (1990) vengono illustrati in figura 43, in cui si ha che:

- il grafico (a) riporta l'andamento del cedimento normalizzato con la massima altezza in funzione della distanza dallo scavo;
- il grafico (b) mostra l'andamento del cedimento normalizzato rispetto al valore massimo registrato in funzione della distanza dallo scavo. In

quest'ultimo caso si nota che il cedimento, il cui andamento è definito dalla linea tratteggiata, è massimo per valori inferiori a 0,75 volte la distanza dallo scavo, normalizzata rispetto alla profondità.

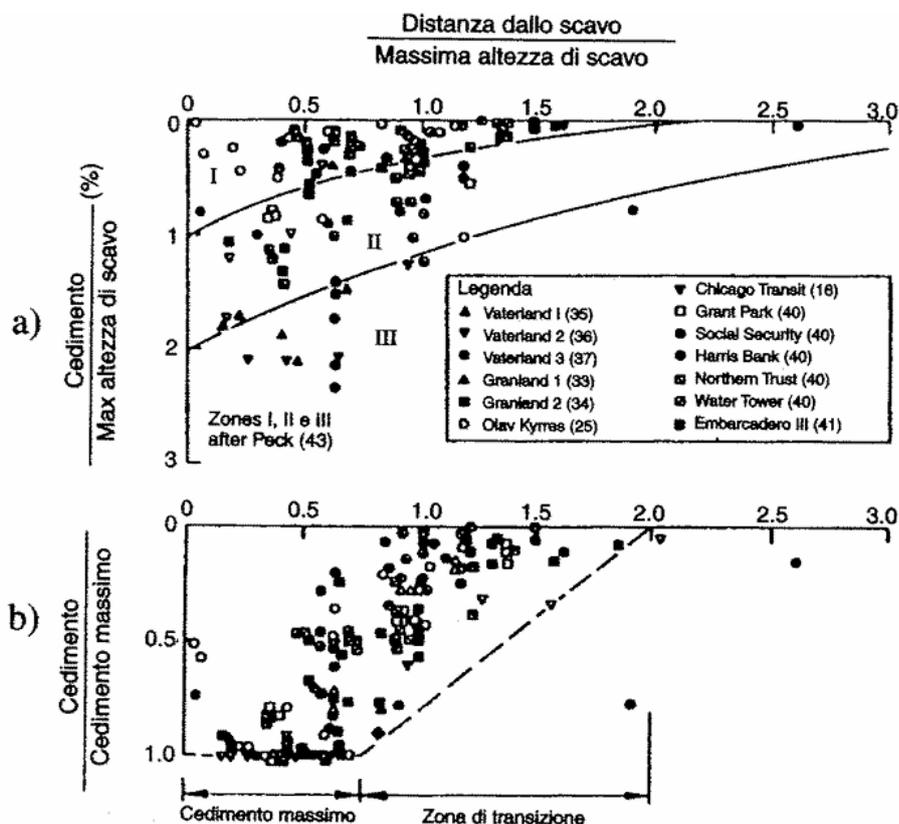


Figura 43 – Cedimento in terreni coesivi da teneri a mediamente consistenti, modificata da (Clough & O'Rourke, 1990)

Riferendosi al grafico (b) di figura 43, Clough & O'Rourke (1990) individuano la cosiddetta zona di transizione come rappresentativa del passaggio dal cedimento massimo al valore minimo, che tende asintoticamente a zero. Questa zona si estende fino a due volte la distanza normalizzata.

Infine, gli autori del metodo mettono a confronto il cedimento normalizzato rispetto al suo valore massimo per tutte e tre le tipologie di terreni esaminati. Tale studio viene illustrato con i diagrammi riportati nella figura seguente, che forniscono un metodo speditivo per una stima approssimativa dell'andamento del bacino di subsidenza, noto il cedimento massimo.

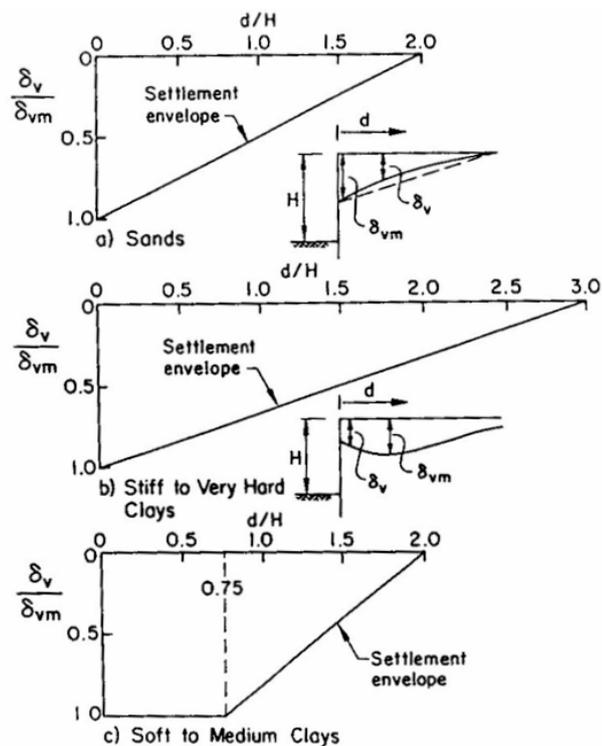


Figura 44 – Profili di cedimento per tre tipologie di terreni (Clough & O'Rourke, 1990)

#### 4.2.5 Metodo di Hsieh e Ou (1998)

Hsieh e Ou (1998), tramite un'analisi statistica condotta su una serie di dati ottenuti da scavi a cielo aperto in terreni a grana fine, formulano un nuovo metodo per la stima dei cedimenti del terreno in funzione del profilo assunto dalla parete.

Hsieh e Ou (1998) definiscono una zona di influenza primaria ed una zona di influenza secondaria. La prima si estende per una distanza pari a due volte la profondità di scavo ( $H_e$ ), mentre la seconda si propaga ad una distanza compresa tra due e quattro volte la medesima profondità. In particolare, la zona di influenza primaria è quella in cui le strutture risentono maggiormente degli spostamenti del terreno dovuti allo scavo.

Per quanto concerne il caso di profilo a mensola della parete di sostegno, illustrato nella figura 45, si ha che:

- nella zona di influenza primaria si registra un andamento medio del cedimento pressoché lineare con la distanza, passando da un valore massimo in prossimità dello scavo ad un valore pari al 10% del cedimento massimo ad una distanza pari a due volte la profondità di scavo;
- nella zona di influenza secondaria i cedimenti del terreno sono talmente piccoli da poterli considerare trascurabili.

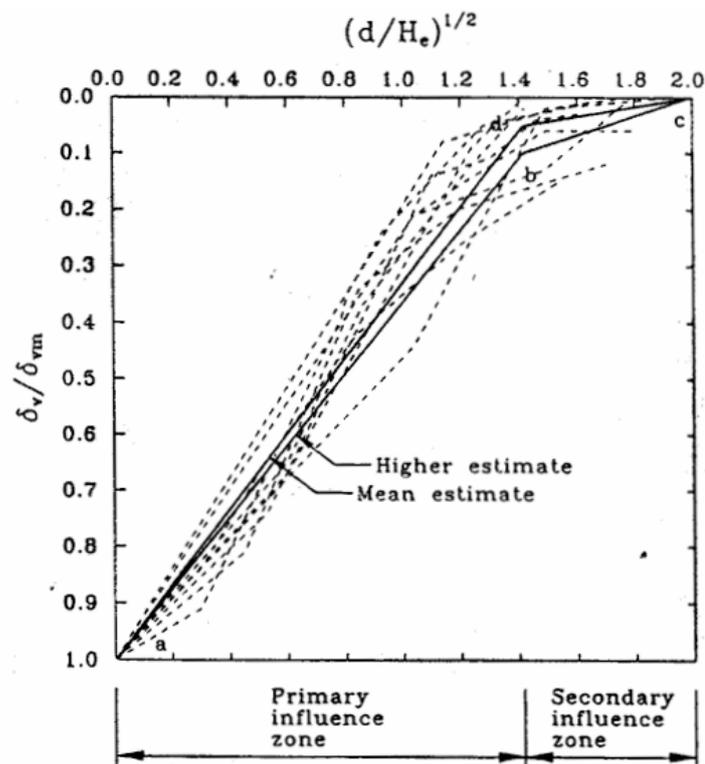


Figura 45 – Cedimento con profilo a mensola (Hsieh & Ou, 1998)

Come si può osservare dalla figura seguente, nel caso di profilo concavo della parete, lo spostamento massimo non avviene in corrispondenza della parete stessa ma ad una distanza che, secondo gli studi di Hsieh e Ou (1998), è pari alla metà della profondità dello scavo. Ciò viene illustrato in figura 46, dove gli autori distinguono ancora una volta due zone interessate dagli spostamenti indotti dallo scavo: zona di influenza primaria e zona di influenza secondaria.

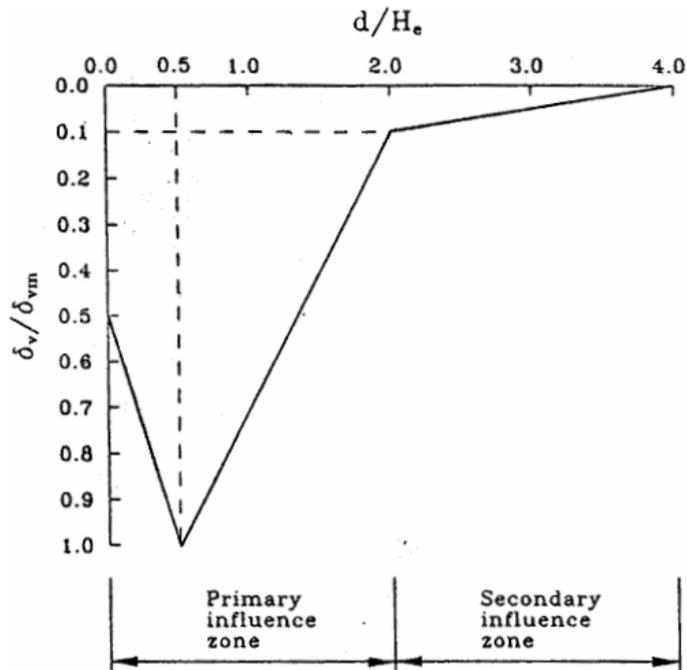


Figura 46 – Cedimento con profilo concavo parete (Hsieh & Ou, 1998)

Al fine di stabilire una relazione tra lo spostamento del terreno e l'inflexione della parete, Hsieh e Ou (1998) propongono alcuni dati che si riferiscono a una serie di casi storici in cui gli scavi vengono effettuati principalmente con i metodi costruttivi Bottom Up e Top Down.

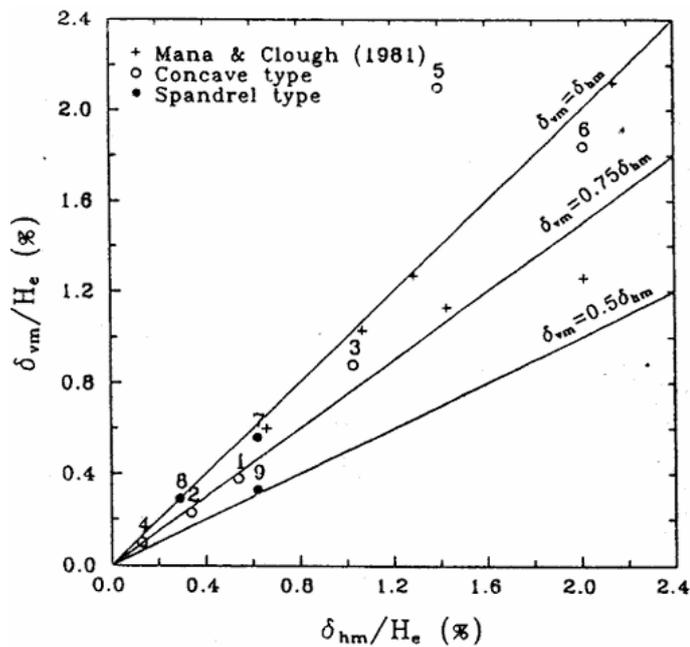


Figura 47 – Inflexione parete vs cedimento massimo del terreno (Hsieh & Ou, 1998)

In primo luogo, gli autori stimano lo spostamento laterale della parete e l'area della deformata in ciascuna fase. A questo punto, Hsieh e Ou (1998) valutano il massimo cedimento verticale del terreno tramite il grafico della figura 47, che esprime la relazione tra l'inflessione della parete e il cedimento superficiale del terreno. Una volta effettuata tale stima, è possibile calcolare il cedimento ad una generica distanza dalla parete, in funzione della deformata prevalente tra quella a mensola e quella concava.

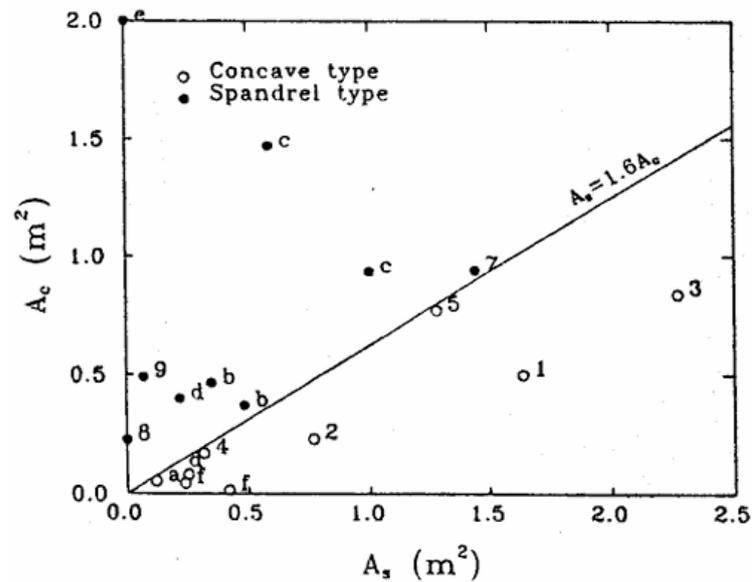


Figura 48 – Relazione tra deformata a mensola e concava (Hsieh & Ou, 1998)

Come si osserva in figura 48, Hsieh e Ou (1998) definiscono una relazione tra i due profili di spostamento laterale della parete (a mensola e concavo), tale per cui il profilo concavo è tanto più evidente quanto più è vero che:

$$A_s \geq 1,6A_c \quad (15)$$

dove  $A_c$  rappresenta l'area associata alla componente a sbalzo della parete, mentre  $A_s$  l'area associata alla componente infissa. In particolare,  $A_c$  viene assunta come il valore massimo tra  $A_{c1}$  (area della deformata nella fase iniziale) e  $A_{c2}$  (area della deformata nella fase finale), essendo tali fattori riassunti nella figura seguente.

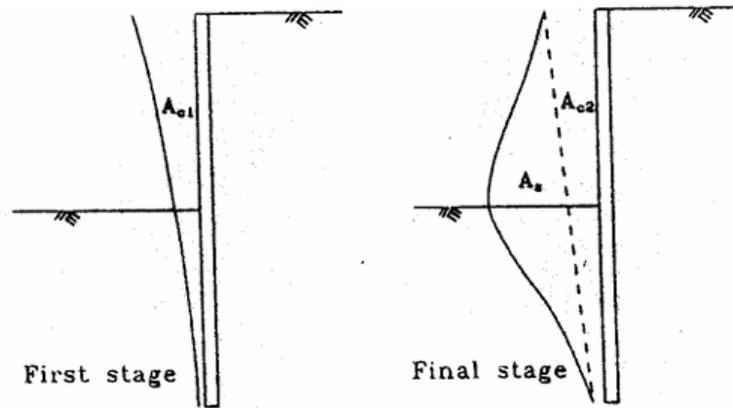


Figura 49 – Deformate della parete (Hsieh & Ou, 1998)

#### 4.2.5.1 Valutazione dello spostamento orizzontale della parete

Lo spostamento laterale della parete può essere definito, ad esempio, mediante analisi agli elementi finiti (FEM). In alternativa, Clough et al. (1989) definiscono un diagramma semi empirico valido per argille da tenere a mediamente tenere che consente di stimare lo spostamento orizzontale della parete, illustrato nella seguente figura.

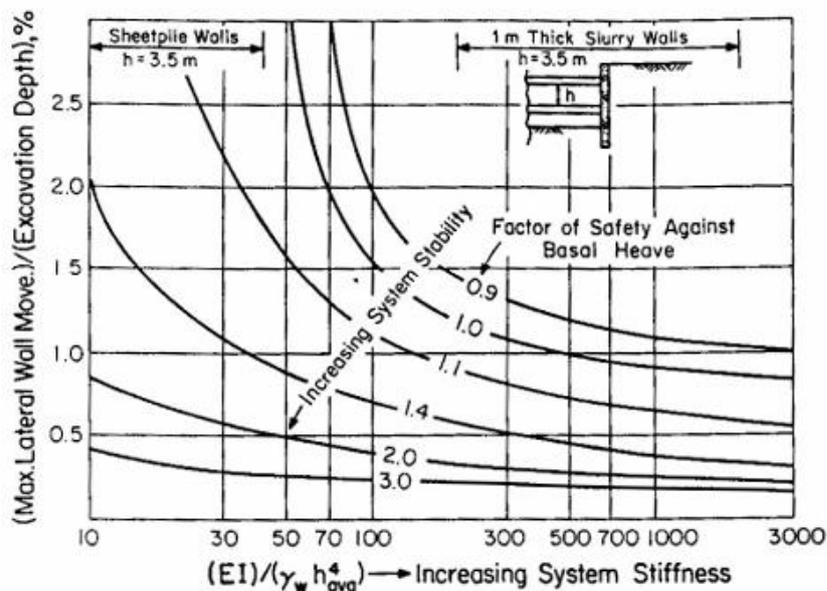


Figura 50 – Spostamento laterale della parete vs rigidità e FS (Clough, Smith, & Sweeney, 1989), (Clough & O'Rourke, 1990)

Il grafico evidenzia la dipendenza dello spostamento laterale della parete rispetto al fattore di sicurezza legato al sollevamento del fondo scavo, in particolar modo per  $FS < 2$ . Inoltre, viene mostrata la correlazione rispetto alla rigidezza della parete e all'interasse dei puntoni, per pareti puntellate.

Yoo (2001) studia gli spostamenti indotti da scavi su pareti di sostegno per 62 casi studio in Corea, coprendo un ampio range di tipologie di scavo, come scavi puntellati e Top Down. Tali scavi vengono effettuati in terreni costituiti da strati successivi di materiale di riempimento, terreno sedimentario e/o alterato, roccia da tenera a dura. Per queste tipologie di terreni, Yoo (2001) ricava lo spostamento orizzontale della parete rispetto alla profondità di scavo tramite analisi numeriche, ottenendo i risultati riportati nella seguente figura.

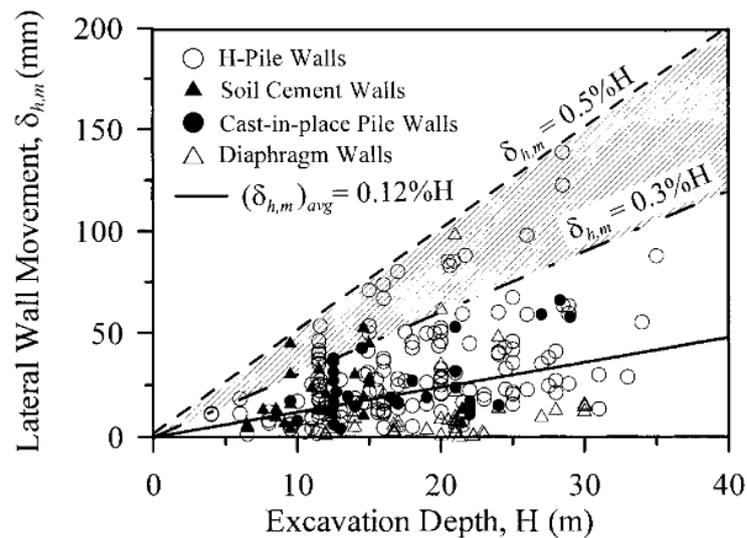


Figura 51 – Spostamento laterale della parete con la profondità (Yoo, 2001)

I risultati riportati nel grafico di figura precedente non tengono conto dei casi in cui lo spostamento orizzontale della parete supera  $0,3\% H$ , perché ritenuti poco affidabili. Dunque, lo spostamento laterale medio per le tipologie di opere di sostegno riportate è pari a  $0,12\% H$ ; tuttavia, con particolare riferimento ai diaframmi, Yoo (2001) ottiene che lo spostamento medio è pari a  $0,05\% H$ .

Infine, Bryson e Zapata Medina (2012) propongono un approccio semi-empirico basato su un'analisi parametrica supportata da modelli numerici tridimensionali, applicati a diversi casi studio di scavi in argille sostenuti da elementi strutturali

come i diaframmi. L'obiettivo è definire un metodo di progettazione efficace del sistema di supporto, mirato a contenere l'inflessione delle pareti nelle varie fasi. Sulla base anche dei contributi di Clough et al. (1989), gli autori elaborano un grafico che considera l'interazione tra suolo e parete, la rigidità del sistema di sostegno, l'interesse tra i supporti e le condizioni geotecniche del terreno. Tale grafico viene riportato nella seguente figura.

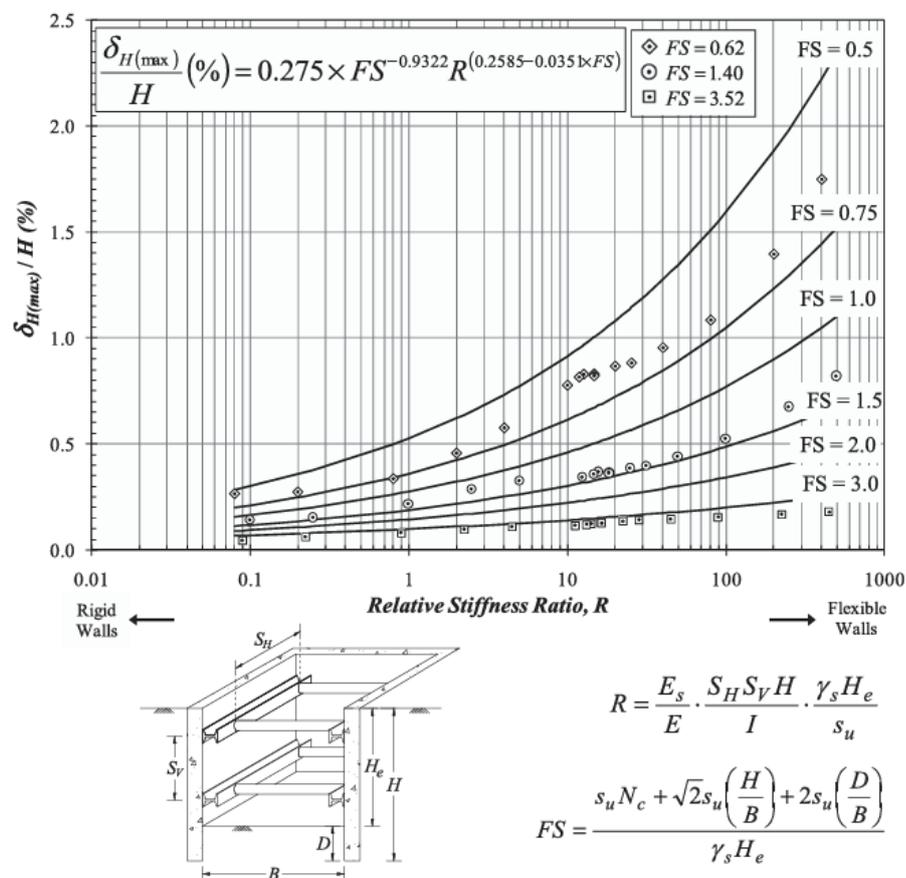


Figura 52 – Criterio di stima dell'inflessione della parete in funzione del rapporto di rigidità relativa (Bryson & Zapata-Medina, 2012)

Nel grafico di figura 52 viene diagrammato lo spostamento orizzontale della parete in funzione del rapporto di rigidità relativa ( $R$ ), la quale è funzione dei seguenti parametri:

- $E_s$ : modulo di elasticità del suolo;
- $E$ : modulo di elasticità della parete;
- $I$ : momento di inerzia per unità di lunghezza della parete;

- $S_H$ : interasse orizzontale medio dei supporti;
- $S_V$ : interasse verticale medio dei supporti;
- $H$ : altezza della parete;
- $H_e$ : profondità di scavo;
- $\gamma_s$ : peso specifico del suolo;
- $s_u$ : resistenza a taglio non drenata del suolo a livello fondo scavo.

Piuttosto,  $FS$  rappresenta il fattore di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo scavo, valutato con una versione modificata della formula di Terzaghi (1943).

Pertanto, noti  $FS$  ed  $R$ , è possibile stimare lo spostamento laterale della parete normalizzato, sia in fase di progettazione che in fase di verifica, in accordo alla formula prevista in figura 52.

#### 4.2.6 Long (2001)

Long (2001) colleziona ben 296 casi storici riguardanti scavi sostenuti da palancole, soldier pile e diaframmi, eseguiti con svariati metodi costruttivi.

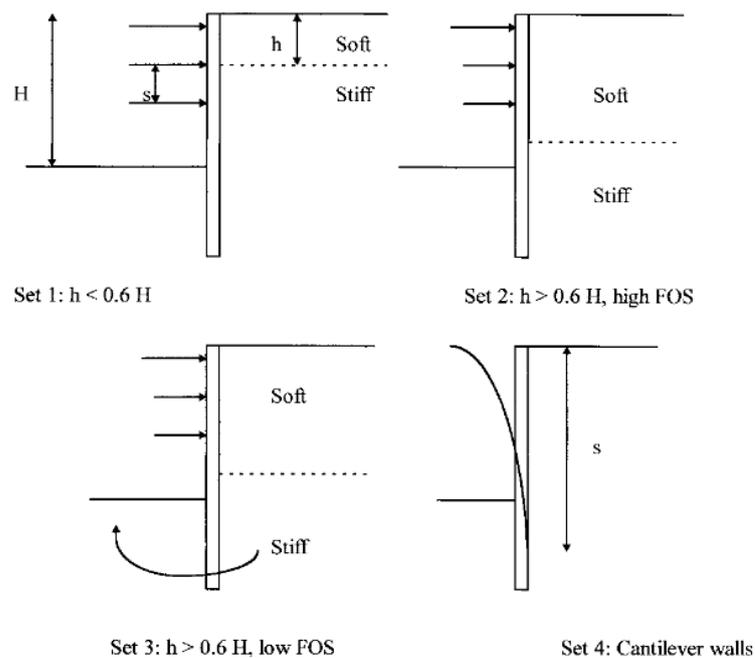


Figura 53 – Tipologie di scavi analizzati (Long, 2001)

In particolare, in questo paragrafo vengono esaminati i risultati relativi ai soli casi in cui vengono impiegati il metodo Top Down e le pareti puntellate, di maggiore interesse perché correlati al caso studio esposto in questa tesi.

In generale, tutti i casi analizzati da Long (2001) vengono riassunti con uno degli schemi proposti nella figura 53. Pertanto, i dati esaminati da Long (2001) vengono compresi in sole quattro casistiche, ognuna delle quali fa riferimento ad una determinata tipologia di scavo. Tale suddivisione tiene conto dello spessore dello strato di terreno superiore ( $h$ ) rispetto alla profondità di scavo ( $H$ ) e del fattore di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo scavo ( $FOS$ ).

I risultati ottenuti relativamente ai primi due schemi, in merito allo spostamento laterale della parete e verticale del terreno, vengono riportati nella tabella 5.

Ipotesi	Casi considerati	$\delta_{hmedio}/H$ (%)		$\delta_{vmedio}/H$ (%)	
		Pareti puntellate	Top Down	Pareti puntellate	Top Down
$h < 0,6 H$	Tutti	0,17 (96)	0,16 (16)	0,12 (37)	0,20 (12)
$h > 0,6 H$ (strato rigido)	Tutti	0,39 (25)	Nessun caso	0,50 (15)	Nessun caso
$h > 0,6 H$ (strato soffice)	Tutti	0,84 (35)	0,60 (4)	0,80 (13)	0,79 (4)
$h < 0,6 H$	$\delta_{hmax}/H < 0,3\%$	0,13 (81)	0,16 (16)	0,11 (35)	0,20 (12)
$h > 0,6 H$ (strato rigido)	$\delta_{hmax}/H < 0,3\%$	0,21 (14)	Nessun caso	0,39 (7)	Nessun caso
$h > 0,6 H$ (strato soffice)	$\delta_{hmax}/H < 0,3\%$	Non rilevante		Non rilevante	

Tabella 5 – Risultati spostamenti Set 1 – Set 2, modificata da (Long, 2001)

Per quanto concerne i dati che fanno riferimento al terzo schema ( $h > 0,6H$  e basso  $FOS$ ), essi fanno riferimento solo al caso di parete puntellata. In queste casistiche, Long (2001) riporta lo spostamento laterale normalizzato con la profondità di scavo

rispetto a  $FOS$ , calcolato con il metodo di Bjerrum ed Eide (1956), trovando i risultati riportati in figura 54. Si nota, in modo particolare, che per  $FOS < 1$  i dati di spostamento laterale hanno una dispersione molto ampia, con valori decisamente meno tollerabili.

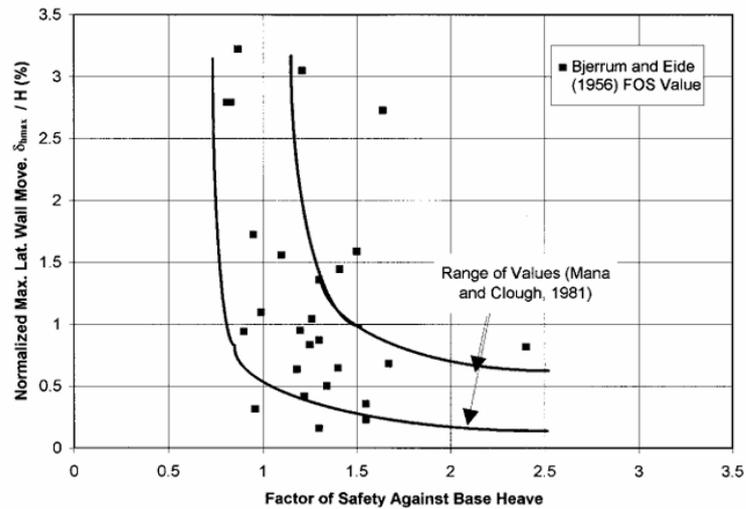


Figura 54 – *Spostamento laterale normalizzato vs FOS* (Long, 2001)

Infine, lo schema quattro fa riferimento al caso di scavi sostenuti da muri a mensola, per i quali non si estende la trattazione.

#### 4.2.7 Metodo di Boone (2003)

Boone (2003) presenta un metodo semi empirico che tiene conto di alcuni parametri fondamentali per la progettazione degli elementi di supporto e per la valutazione degli spostamenti del terreno e della parete di sostegno.

Il metodo proposto da Boone si basa su modellazioni numeriche condotte mediante il metodo delle differenze finite, utilizzate per eseguire analisi parametriche per lo studio dei cedimenti. In tali simulazioni, Boone adotta un modello iperbolico sforzo-deformazione, che impiega un criterio di rottura alla Mohr Coulomb e tiene conto delle rigidzze legate ai percorsi di scarico-ricarico.

I parametri più importanti del metodo vengono illustrati e riassunti nella seguente figura.

Characteristic	Condition	Equation
<i>Maximum lateral displacement</i>		
maximum unfactored lateral displacement, $\delta_{\text{hmax}}^*$	support installation and removal	$\delta_{\text{hmax}}^* = (8.5S_t + 0.4)FS^{-1.7}$
construction Stage, $\alpha_{CS}$	supports removed	$\alpha_{CS} = 1$
	tiebacks remaining stressed	$\alpha_{CS} = 1 - \frac{(E_{ur}/p_a)}{3000/S_t^{0.3} + (E_{ur}/p_a)}$
preloading, $\alpha_{PL}$	percent of preload maintained	$\alpha_{PL} = e^{-\{PL/(60+4S_t)\}}$
excavation width, $\alpha_B$		$\alpha_B = 0.75 + H/(4B)$
strut stiffness, $\alpha_S$		$\alpha_S = 0.3(e^{S_c/1000} + e^{S_c/200}) + 0.7$
soil modulus, $\alpha_M$		$\alpha_M = 6.67E_{ur}^{-2/3}$
max. lateral displacement, $\delta_{\text{hmax}}$		$\delta_{\text{hmax}} = \delta_{\text{hmax}}^* \alpha_M \alpha_S \alpha_{PL} \alpha_B \alpha_{CS}$
<i>Ground surface displacements</i>		
maximum lateral displacement at surface, $\delta_{\text{surface}}$	Supports remain in place	$\frac{\delta_{\text{surface}}}{\delta_{\text{hmax}}} = \frac{(E_{ur}/p_a)}{500 + (E_{ur}/p_a)S_t^{0.2}}$
	supports removed	$\frac{\delta_{\text{surface}}}{\delta_{\text{hmax}}} = \frac{(E_{ur}/p_a)}{700} \leq 1.0$
<i>Lateral displacement areas</i>		
Area of lateral spandrel displacement, $A_{\text{hs}}$		$A_{\text{hs}} = \delta_{\text{surface}}(H + H_p)/2$
Ratio of spandrel displacement to total	End of excavation stage	$\frac{A_{\text{hs}}}{A_{\text{ht}}} = \frac{(E_{ur}/p_a)}{1,600 + (E_{ur}/p_a)S_t^{0.15}}$
displacement area, $A_{\text{hs}}/A_{\text{ht}}$	After support removal	$\frac{A_{\text{hs}}}{A_{\text{ht}}} = \frac{(E_{ur}/p_a)}{300 + (E_{ur}/p_a)}$
Area of convex displacement, $A_{\text{hc}}$		$A_{\text{hc}} = 1 - A_{\text{hs}}/A_{\text{ht}}$
<i>Ratios of vertical and lateral displacement areas</i>		
Ratio of vertical and horizontal displacement areas	Cantilever walls	$A_{\text{vs}}/A_{\text{hs}} = A_{\text{vc}}/A_{\text{hc}} = A_{\text{vt}}/A_{\text{ht}} = 1$
	Supports remain in place	$A_{\text{vs}}/A_{\text{hs}} = A_{\text{vc}}/A_{\text{hc}} = A_{\text{vt}}/A_{\text{ht}} = 0.85$
	Supports removed	$A_{\text{vs}}/A_{\text{hs}} = A_{\text{vc}}/A_{\text{hc}} = A_{\text{vt}}/A_{\text{ht}} = 1.1$ (no dilation)
<i>Spandrel portion of settlement trough</i>		
Maximum settlement, $\delta_{\text{vsmax}}$		$\delta_{\text{vsmax}} = 3A_{\text{vs}}/D_s; D_s \approx 1.2H$ to $1.5H$
Settlement at any point, $\delta_{\text{vs}}$		$\delta_{\text{vs}} = \delta_{\text{vsmax}} 3[(D_s - d)/D_s]^2; D_s \approx 1.2H$ to $1.5H$
<i>Concave settlement portion of settlement trough</i>		
Maximum settlement, $\delta_{\text{vcmax}}$		$\delta_{\text{vcmax}} = \frac{A_{\text{vc}}}{[1 - \Phi(0, d_{\text{min}}, i)]\sqrt{2\pi}i}$
Settlement at any point, $\delta_{\text{vc}}$		$\delta_{\text{vc}} = e^{-\frac{(d-d_{\text{min}})^2}{2i^2}}$
	$D_c =$ twice the distance from the wall top to the position of the load resultant $i =$ inflection point, defined as $(D_c - d_{\text{min}})/\text{constant}$ , where the constant $\approx 4$ to $5$ $\Phi =$ area of standard normal distribution function, with random variable = 0 (wall position), mean = $d_{\text{min}}$ , and standard deviation = $i$	
<i>Complete settlement profile</i>		
Total settlement at any point		$\delta_v = \delta_{\text{vc}} + \delta_{\text{vs}}$

Figura 55 – Parametri metodo di Boone (2003) (Boone & Westland, 2006)

Boone (2003) riprende il concetto di rigidità del supporto in scavi puntellati ( $S_r$ ), la quale viene calcolata con la seguente equazione:

$$S_r = EI/h^4 \quad (16)$$

dove  $E$  ed  $I$  rappresentano rispettivamente il modulo di elasticità e il momento di inerzia della parete,  $h$  è l'interasse tra i supporti.

Il parametro di rigidità  $S_r$  viene reso adimensionale da Mana e Clough (1981) nel modo seguente:

$$S_r = EI/(h^4 \gamma_w) \quad (17)$$

dove  $\gamma_w$  rappresenta il peso dell'acqua.

Inoltre, tale metodo trae spunto dagli studi parametrici effettuati da Mana e Clough (1981) anche in merito ai seguenti fattori:

- $\alpha_w$ , relativo alla rigidità della parete;
- $\alpha_s$ , relativo alla rigidità e all'interasse di eventuali puntoni;
- $\alpha_D$ , relativo alla profondità dello strato solido;
- $\alpha_B$ , relativo alla larghezza dello scavo;
- $\alpha_P$ , relativo all'impiego di elementi precompressi;
- $\alpha_M$ , relativo al modulo elastico del terreno.

A tal riguardo, gli studi di Mana e Clough (1981) permettono di sottolineare alcuni aspetti fondamentali rispetto allo spostamento verticale del terreno e laterale della parete (Boone, 2003):

- l'incremento della rigidità della parete o il decremento dell'interasse dei puntoni comporta la diminuzione degli spostamenti;
- l'incremento della rigidità del puntone comporta la diminuzione degli spostamenti, tuttavia, oltre certi valori di rigidità si registra un rendimento calante;
- i movimenti crescono per larghezze di scavo maggiori;
- i movimenti crescono con la profondità dello strato solido;

- l'utilizzo di puntoni precompressi riduce gli spostamenti, sebbene per valori elevati di precarico si registra un rendimento calante;
- i movimenti sono fortemente influenzati dal modulo elastico del terreno;
- i movimenti sono fortemente influenzati dal fattore di sicurezza legato alla stabilità del fondo scavo.

Mana e Clough (1981) effettuano studi anche relativamente al fattore di sicurezza legato al sollevamento del fondo scavo e, in prima approssimazione, stimano lo spostamento laterale della parete in funzione di tale fattore, calcolato con la formula di Terzaghi (1943).

Lo spostamento orizzontale della parete viene corretto con la seguente equazione:

$$\delta H_{max}^* = \delta H_{max} * \alpha_M * \alpha_W * \alpha_S * \alpha_D * \alpha_P * \alpha_B \quad (18)$$

di cui Boone (2003) si serve nel suo metodo di stima dello spostamento laterale della parete.

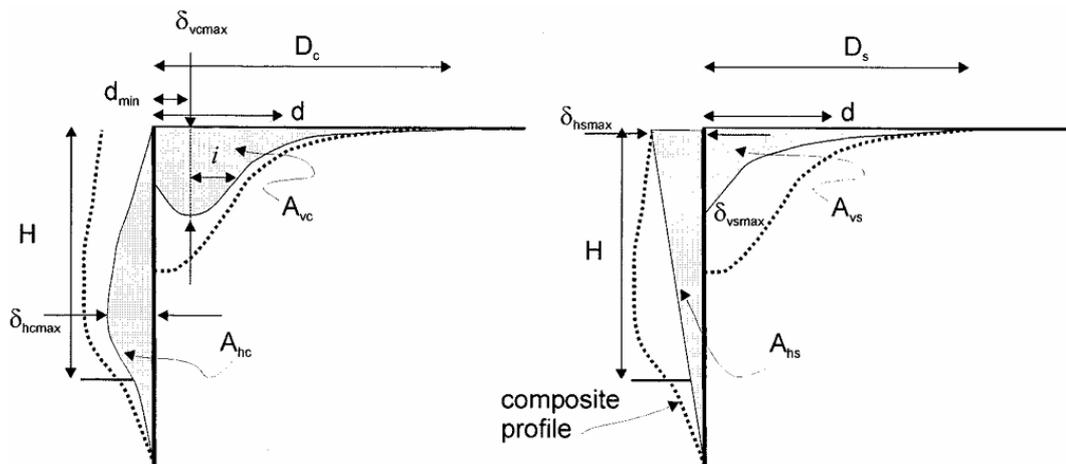


Figura 56 – Parametri dei profili di spostamento (Boone, 2003)

Inoltre, Boone (2003) riprende le equazioni di Bowles (1988) relativamente allo spostamento verticale del terreno e tiene conto di entrambi i profili di spostamento della parete (concavo e a mensola) per la determinazione del cedimento complessivo del terreno.

Nei seguenti paragrafi vengono discussi lo spostamento orizzontale della parete e lo spostamento verticale del terreno in riferimento al presente metodo.

#### 4.2.7.1 Spostamento orizzontale

Dalle analisi numeriche effettuate da Boone (2003) emergono importanti considerazioni sullo spostamento orizzontale massimo della parete, sia per terreni granulari che argillosi.

L'autore distingue le diverse fasi del processo: quella di scavo, quella di completamento dello scavo e, infine, quella di conclusione della costruzione. Durante le operazioni di scavo il profilo predominante è quello a mensola, inoltre, si ha che (Boone, 2003):

- per terreni granulari, lo spostamento laterale massimo della parete si verifica in corrispondenza del punto di applicazione del carico totale risultante;
- per terreni argillosi, lo spostamento laterale massimo della parete si realizza vicino a fondo scavo;

A fine scavo, invece, la parete si deforma con un profilo misto tra quello a mensola e quello concavo, mentre, specialmente per terreni granulari, a fine costruzione la deformata a mensola è di nuovo quella predominante (Boone, 2003).

In generale, secondo lo stesso autore, il rapporto tra l'area del profilo a mensola rispetto all'area di spostamento complessiva può esprimersi con le seguenti equazioni, in funzione della fase considerata:

$$A_{hs}/A_{ht} = (E_{ur}/p_a)/(1,6 + S_r^{0,35} E_{ur}/p_a) \quad (19)$$

a fine scavo;

$$A_{hs}/A_{ht} = (E_{ur}/p_a)/(300 + E_{ur}/p_a) \quad (20)$$

a fine costruzione.

Essendo  $A_{hs}$  e  $A_{ht}$  rispettivamente l'area del profilo a mensola e l'area complessiva del profilo di spostamento della parete,  $E_{ur}$  il modulo elastico nella fase di scarico-ricarico del modello costitutivo,  $p_a$  la pressione atmosferica,  $S_r$  la rigidezza adimensionale.

Nella figura che segue viene illustrato lo spostamento orizzontale massimo della parete normalizzato rispetto allo spostamento orizzontale massimo, in ciascuna delle fasi commentate.

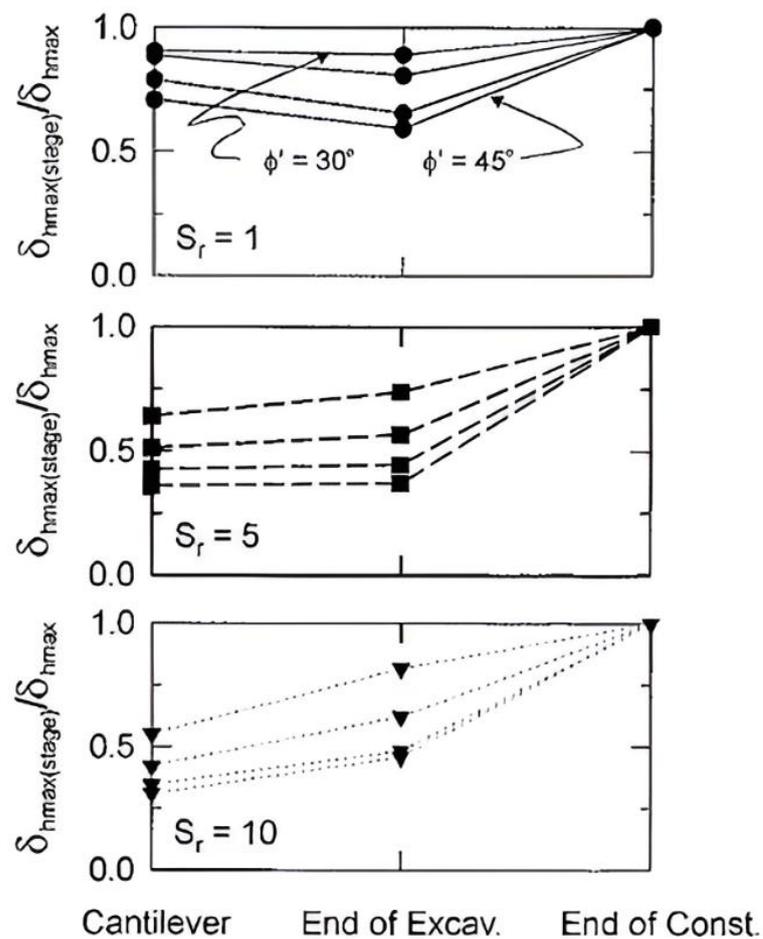


Figura 57 – Spostamento orizzontale massimo adimensionale della parete (Boone, 2003)

Si nota, in maniera particolare, la dipendenza dello spostamento orizzontale dalla rigidezza adimensionale, soprattutto nella fase iniziale.

Inoltre, lo spostamento laterale massimo, solo per la fase di fine scavo, può essere corretto mediante il fattore  $\alpha_{cs}$ , per tener conto delle proprietà deformative del

terreno. Tale fattore correla lo spostamento orizzontale della parete al modulo di deformazione di scarico-ricarico ed è espresso nella seguente maniera:

$$\alpha_{cs} = 1 - (E_{ur}/p_a)/(3000/S_r^{0,3} + (E_{ur}/p_a)) \quad (21)$$

Infine, Boone (2003) correla lo spostamento orizzontale massimo del terreno con il modulo di scarico-ricarico e con lo spostamento orizzontale massimo della parete tramite la seguente equazione:

$$\delta_{hsuperficie}/\delta_{hmax} = 0,8(E_{ur}/p_a)/(500 + S_r^{0,2}(E_{ur}/p_a)) \quad (22)$$

La relazione che sussiste tra i parametri presenti in equazione viene mostrata nella figura seguente.

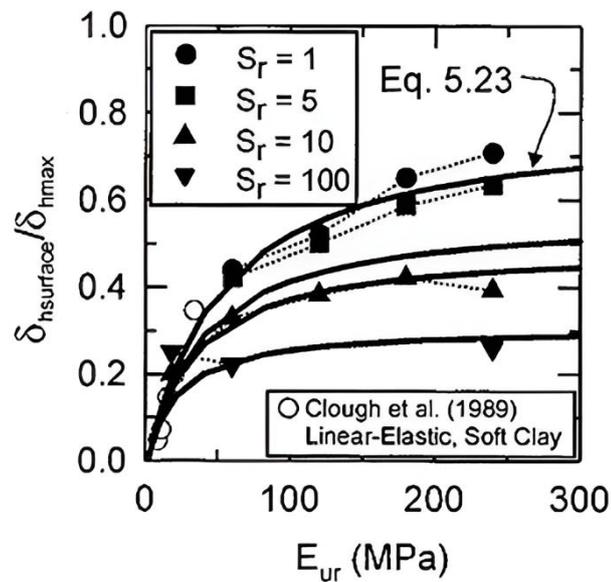


Figura 58 – Relazione tra spostamenti orizzontali ed  $E_{ur}$  (Boone, 2003)

Nella fase di fine costruzione, una volta rimossi anche i puntoni, la precedente equazione si trasforma nella seguente:

$$\delta_{hsuperficie}/\delta_{hmax} = (E_{ur}/p_a)/700 \leq 1 \quad (23)$$

#### 4.2.7.2 Spostamento verticale

Per studiare lo spostamento verticale del terreno, l'autore ipotizza un profilo di cedimento concavo assimilabile a una curva di distribuzione normale, caratterizzata dalla seguente equazione:

$$\delta_{vc} = \delta_{vcmax} * e^{-[0,5(d-d_{min})^2/i^2]} \quad (24)$$

in cui:

- $\delta_{vc}$  è il cedimento verticale concavo di un generico punto posto a distanza  $d$  dalla parete;
- $\delta_{vcmax}$  è il cedimento massimo del profilo concavo;
- $d_{min}$  è la posizione del massimo cedimento concavo dalla parete;
- $i$  rappresenta il punto di inflessione del profilo di cedimento concavo, definito come  $(D_c - d_{min})/costante$  ove la costante è compresa in un range di valori tra 4 e 5;
- $D_c$  è la distanza della zona di influenza del cedimento concavo dalla parete.

In particolare, il cedimento verticale massimo  $\delta_{vcmax}$  può essere ricavato con l'equazione che segue:

$$\delta_{vcmax} = A_{vc}/([1 - \Phi(0, d_{min}, i)](2\pi)^{0,5}i) \quad (25)$$

dove:

- $A_{vc}$  è l'area del profilo di cedimento verticale concavo.
- $\Phi$  è l'area sotto la funzione di distribuzione normale  $f(x)$ , anche detta curva di Gauss, in cui la variabile casuale (posizione della parete) è impostata uguale a 0, la media è impostata uguale a  $d_{min}$  e la deviazione standard è impostata uguale ad  $i$ .

In secondo luogo, Boone (2003) ipotizza un profilo di spostamento a mensola, caratterizzato dalla seguente equazione:

$$\delta_{vs} = \delta_{vsmax} * \left( \frac{D_s - d}{D_s} \right)^2 \quad (26)$$

dove:

$$\delta_{vsmax} = 3A_{vs}/D_s \quad (27)$$

in cui:

- $D_s$  è la distanza dell'area di influenza del cedimento a mensola dalla parete;
- $A_{vs}$  è l'area del profilo di cedimento a mensola.

Dunque, lo spostamento verticale totale è calcolato come somma dei due profili usando la seguente equazione:

$$\delta_v = \delta_{vc} + \delta_{vs} \quad (28)$$

#### 4.2.8 Kung et al. (2007)

Kung et al. (2007) sviluppano un metodo semi empirico per la stima dell'inflessione del muro e del cedimento verticale del terreno in superficie avvalendosi di un modello agli elementi finiti, il quale viene alimentato con diversi scavi effettuati con prevalenza di argille aventi una consistenza da tenere a media, situati in Taipei, Singapore, Oslo, Tokyo, e Chicago.

Con particolare riferimento al bacino di subsidenza, Kung et al. (2007) sviluppano un profilo simile a quello proposto da Hsieh e Ou (1998) e da Clough e O'Rourke (1990), tenendo conto di una zona di influenza primaria e di una secondaria, facendo variare diversi parametri inerenti allo scavo, alla parete ed al sistema di supporto (dimensione, rigidità etc.).

Nella seguente figura si riporta il profilo di cedimento superficiale proposto da detti autori, grazie al quale è possibile stimare il cedimento verticale in superficie ad una certa distanza dalla parete, noto il cedimento verticale massimo.

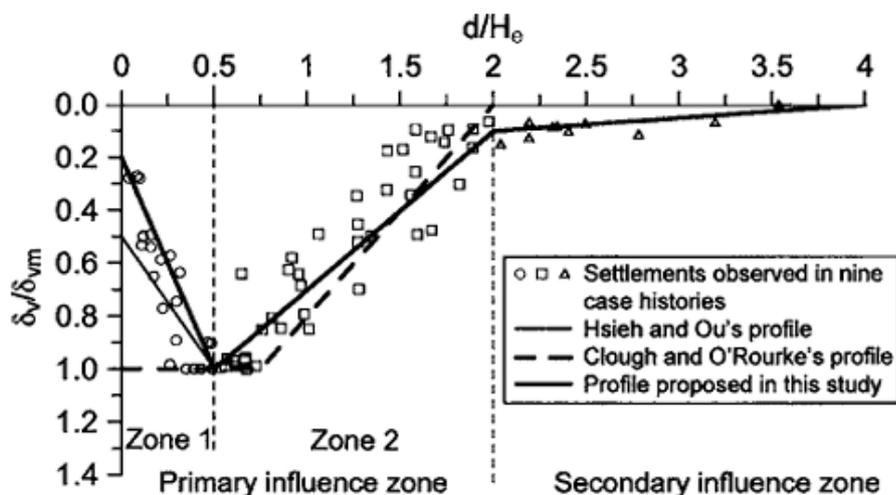


Figura 59 – Profilo di cedimento superficiale (Kung, Juang, Hsiao, & Hashash, 2007)

Il cedimento verticale massimo  $\delta_{vm}$  viene calcolato da Kung et al. (2007) attraverso un fattore  $R$ , detto rapporto di deformazione, tale per cui:

$$\delta_{vm} = R\delta_{hm} \quad (29)$$

dove  $R$ , in molti casi analizzati di scavi in argille, è compreso tra 0,5 ed 1 e  $\delta_{hm}$  rappresenta lo spostamento laterale massimo della parete di sostegno.

Tuttavia, Kung et al. (2007) forniscono un'equazione parametrica che permette di calcolare in maniera esatta tale coefficiente. Essa si basa su una serie di coefficienti  $c_i$  ( $i = 0, 1, \dots, 8$ ) e su tre variabili fondamentali:

- $\Sigma H_{argilla}/H_{parete}$  (ove l'altezza dell'argilla è considerata sino al piede della parete);
- $c_u/\sigma'_v$ : essendo  $c_u$  la resistenza a taglio non drenata,  $\sigma'_v$  la tensione efficace al livello considerato;
- $E_{argilla}/(1000 \sigma'_v)$ : essendo  $E$  il modulo elastico.

Chiamando tali variabili rispettivamente  $Y_1$ ,  $Y_2$  e  $Y_3$ , si utilizza la seguente equazione di regressione:

$$R = c_0 + c_1Y_1 + c_2Y_2 + c_3Y_3 + c_4Y_1Y_2 + c_5Y_1Y_3 + c_6Y_2Y_3 + c_7Y_3^3 + c_8Y_1Y_2Y_3 \quad (30)$$

### 4.3 Metodi analitici per stimare i cedimenti indotti da scavi a cielo aperto

I metodi analitici stabiliscono l'entità del cedimento mediante soluzioni in forma chiusa, spesso poco adottate per la loro schematicità. In generale, essi possono essere suddivisi in due grandi classi, che fanno riferimento alla teoria della plasticità (metodo *MSD*) e alla teoria dell'elasticità (Fan, Phoon, Xu, & Tang, 2021).

Con particolare attenzione ai metodi elastici, si pensi al metodo analitico di Dan e Sahu (2018), che sfrutta il principio di minima energia potenziale, utilizzabile sia in argille che in sabbie. In alternativa, Qian et al. (2020) propongono un diverso approccio per prevedere tali spostamenti. Il metodo sviluppato successivamente da Fan et al. (2021), descritto nel seguito, si basa proprio su quello di Qian et al. (2020).

#### 4.3.1 Metodo MSD (Mobilizable Strength Design)

Il metodo MSD, proposto da Osman e Bolton (2006), si basa su una serie di dati ricavati in merito a scavi puntellati in argille.

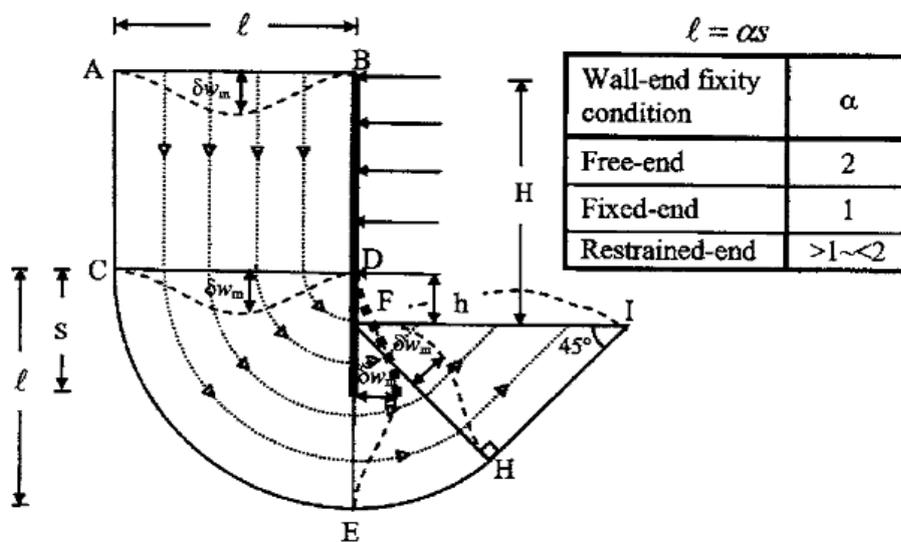


Figura 60 – Meccanismo di deformazione plastica (Osman & Bolton, 2006)

Si tratta di un approccio progettuale che si fonda sulla teoria della plasticità, considerando l'aspetto incrudente del materiale.

La figura 60 esplica il meccanismo deformativo di tipo plastico che si genera a causa di uno scavo in argilla sostenuto da una parete supportata da puntoni a più livelli, insieme allo spostamento incrementale che si genera attorno allo scavo stesso. In particolare,  $l$  rappresenta l'ampiezza della deformazione ed è tale che  $1 \leq l \leq 2$ . Il suo valore dipende dalle condizioni di vincolo alla base della parete, ovvero dal terreno rispetto al quale essa è vincolata.

In accordo al meccanismo proposto, il terreno si deforma progressivamente senza l'instaurarsi di superfici di scorrimento. Tale ipotesi consente di valutare l'incremento di deformazione a taglio che si sviluppa durante le fasi di scavo mediante la seguente equazione:

$$\delta_Y = |\delta_{\varepsilon_1} - \delta_{\varepsilon_3}| = 2|\delta_{\varepsilon_1}| \quad (31)$$

essendo  $\delta_{\varepsilon_1}$  e  $\delta_{\varepsilon_3}$  gli incrementi di deformazione principale maggiore e minore, rispettivamente.

Lo spostamento incrementale  $\delta_w$  viene calcolato da Osman e Bolton (2006) con la seguente equazione:

$$\delta_w = \delta_{wm} [1 - \cos(2\pi y/l)]/2 \quad (32)$$

in cui  $y$  è la distanza dal supporto posto al livello più basso; invece,  $\delta_{wm}$  è lo spostamento incrementale massimo, calcolato mediante la seguente equazione:

$$\delta_{\gamma_{mob}} = 2\delta_{wm}/l \quad (33)$$

dove  $\delta_{\gamma_{mob}}$  è l'incremento medio di deformazione mobilitata nel terreno, ottenuto a partire da  $\gamma_{mob}$  che viene ricavata da una prova di taglio semplice diretto.

Il metodo di Osman e Bolton (2006) si basa sull'applicazione del principio dei lavori virtuali, attraverso il quale si ottiene un fattore  $\beta$ , indice della resistenza a taglio effettivamente mobilitata.

Dunque, è possibile calcolare il profilo di spostamento laterale della parete avvalendosi dell'equazione 32. Infatti, secondo il metodo MSD, lo spostamento verticale massimo in superficie è pari allo spostamento orizzontale massimo della parete, il che è caratteristico di un andamento piuttosto cautelativo.

#### 4.3.2 Metodo di Fan et al. (2021)

Il metodo proposto da Fan et al. (2021) si basa, come anticipato, sul metodo di Qian et al. (2020) in merito al tipo di spostamento che la parete di sostegno può sviluppare in scavi argillosi. In accordo a tali metodi, la parete può deformarsi secondo tre modalità (vedi figura 61):

- *T-mode*: traslazione;
- *R-mode*: rotazione attorno al piede;
- *P-mode*: parabola.

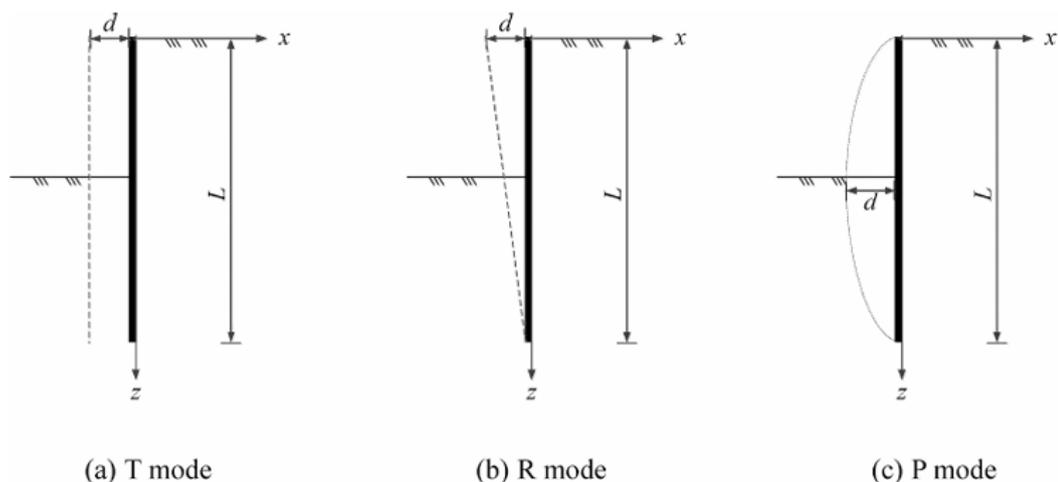


Figura 61 – Spostamenti della parete: *T*, *R*, *P-mode* (Fan, Phoon, Xu, & Tang, 2021)

La soluzione ricavata da Qian et al. (2020) in merito allo spostamento del terreno conseguente al modo di traslazione della parete (T-mode) è la seguente:

$$\delta_v = (2dL^2/\pi)[1/(x^2 + L^2) - 1/(x_{ref}^2 + L^2)] \quad (34)$$

ove  $L$  è la lunghezza della parete,  $x_{ref}$  è la zona di influenza dello scavo.

Per derivare una soluzione più complessa che coinvolga le tre tipologie di spostamento, Fan et al. (2021) suddividono il profilo di spostamento orizzontale della parete in tanti segmenti, al fine di ottenere una soluzione approssimata quanto più vicina a quella reale. In pratica, lo spostamento complessivo è dato dalla somma degli spostamenti associati a ciascun segmento o dall'integrazione della curva di spostamento orizzontale. In funzione di ciò, lo spostamento verticale del terreno è dato dalla seguente equazione:

$$\delta_v = (2/\pi) \int_0^{L^2} f(t)[x^2/(x^2 + t)^2 - x_{ref}^2/(x_{ref}^2 + t)^2]dt \quad (35)$$

in cui  $f(t)$  è una funzione rappresentativa della deformazione orizzontale della parete, espressa attraverso un'equazione quadratica in accordo al fatto che la parete si deforma in modo simile ad una parabola. Particolarizzando  $f(t)$  in funzione della forma quadratica che le viene attribuita, si ottiene la soluzione in forma chiusa di Fan et al. (2021), che correla le tre forme di spostamento della parete.

Tale soluzione è comprovata da analisi agli elementi finiti eseguite per svariati casi studio, sulla base delle quali si può dire che essa tende a fornire risultati buoni e conservativi.

## 5. METODI NUMERICI

I metodi numerici risultano essere degli strumenti essenziali quando l'analisi degli spostamenti del terreno diventa complessa, per esempio a causa dell'interazione rispetto agli edifici esistenti. Nei problemi di interazione terreno - struttura, i metodi numerici offrono molti vantaggi, ad esempio (Pane & Tamagnini, 1997):

- maggiore accuratezza nell'analisi del comportamento globale del sistema;
- elevata flessibilità nella definizione della geometria strutturale e delle caratteristiche del sottosuolo;
- possibilità di affrontare scenari in cui l'asimmetria nei carichi applicati o nelle modalità di scavo incide in modo significativo sulla risposta del sistema;
- capacità di simulare fenomeni idraulici anche in casi complessi.

I metodi numerici consentono di modellare un elemento mediante due approcci: *continuo* e *discontinuo*. Nel primo caso non viene fatta distinzione relativamente alle singole particelle che costituiscono il materiale, piuttosto si assegna una legge costitutiva generale all'elemento, considerato come un continuo omogeneo; nel secondo caso, invece, il materiale viene trattato come un elemento costituito da singole particelle o blocchi (Augarde, Lee, & Loukidis, 2021). Relativamente ai terreni, quest'ultimo è il caso degli elementi rocciosi, mentre i terreni sciolti vengono modellati principalmente mediante l'approccio continuo.

I metodi numerici più utilizzati nella pratica ingegneristica, in particolar modo nel campo della geotecnica, si possono suddividere in *Subgrade Reaction Method* (*SRM*), nel quale il terreno è modellato secondo l'approccio di molle alla Winkler, e metodi che rappresentano il suolo come un mezzo continuo deformabile, tra cui il metodo agli elementi finiti (*FEM*), alle differenze finite (*FDM*) e agli elementi di contorno (*BEM*) (Emanuele & Bella, 2021).

Il metodo SRM è utile per calcolare le sollecitazioni e gli spostamenti indotti dallo scavo sulle pareti di sostegno, ma non è adatto a stimare gli spostamenti del terreno nell'area circostante lo scavo (Cantone, 2010). Invece, il metodo BEM è valido per la risoluzione di problemi lineari che integrano leggi costitutive di tipo elastico, comunemente non adottato nei problemi geotecnici (Liang, Cheng, & Wang, 2020).

Poiché maggiormente impiegati, in questo elaborato vengono discussi i metodi FEM e FDM; in più, il metodo FEM è alla base del software utilizzato per la modellazione numerica proposta in seguito.

## 5.1 Metodi agli elementi finiti (FEM) e alle differenze finite (FDM)

Il metodo FDM viene utilizzato per la risoluzione di equazioni differenziali alle derivate parziali, approssimando tali derivate tramite differenze finite. In particolare, nell'ingegneria geotecnica il metodo FDM viene adottato con particolare attenzione al calcolo degli spostamenti del terreno e delle opere di sostegno, in funzione delle condizioni di carico e al contorno, dei parametri geotecnici e della geometria del modello di calcolo.

I principali vantaggi del metodo FDM possono riassumersi in (Ge, 2023):

- versatilità: consente di affrontare diversi problemi geotecnici, sia in condizioni stazionarie che transitorie, sia in campo lineare che non lineare;
- stabilità numerica: garantisce soluzioni accurate;
- flessibilità della griglia: facile implementazione e discretizzazione del dominio.

Tuttavia, il metodo FDM è adatto a geometrie o domini regolari e condizioni al contorno semplici, mentre il metodo FEM permette di implementare anche geometrie complesse e mesh non uniformi. Al contempo, il metodo FEM è più complesso e, pertanto, richiede maggior onere di programmazione e calcolo.

Il metodo FEM è probabilmente lo strumento più diffuso per la risoluzione di equazioni differenziali. Esso impiega un dominio suddiviso in elementi finiti (*mesh*), di forma semplice o complessa (triangoli, quadrilateri, tetraedri), che interagiscono in corrispondenza dei nodi. Gli elementi e i nodi formano la mesh, con la quale viene discretizzato il dominio del modello. In generale, rappresenta il miglior metodo numerico per la modellazione di problemi geotecnici che riguardano l'interazione terreno - struttura (Dhadse, Ramtekkar, & Bhatt, 2021).

Ad ogni modo, bisogna tener conto che gli approcci numerici per analisi bidimensionali risultano affidabili quando la geometria dello scavo è tale da avere un lato decisamente più lungo dell'altro, altrimenti il problema non può essere considerato 2D, cioè in regime di deformazione piana (Cantone, 2010).

Nei seguenti paragrafi vengono effettuate delle considerazioni di modellazione, alcune valide per ambedue gli approcci, utili per la costruzione del modello.

### 5.1.1 Zona di influenza

Per stimare correttamente il bacino di subsidenza, è necessario che il modello di calcolo numerico consideri un'adeguata area di influenza dello scavo. Una sua sottostima potrebbe infatti escludere strutture che interagiscono significativamente con gli spostamenti del terreno.

L'estensione di tale area dipende principalmente dalla natura del terreno e dalla tecnica di scavo adottata. Nel caso in cui si utilizzi il metodo Cut and Cover, è opportuno considerare un'estensione minima dell'area di influenza pari a 1,5 volte la profondità dello scavo ( $d$ ) sia a monte che a valle dello stesso.

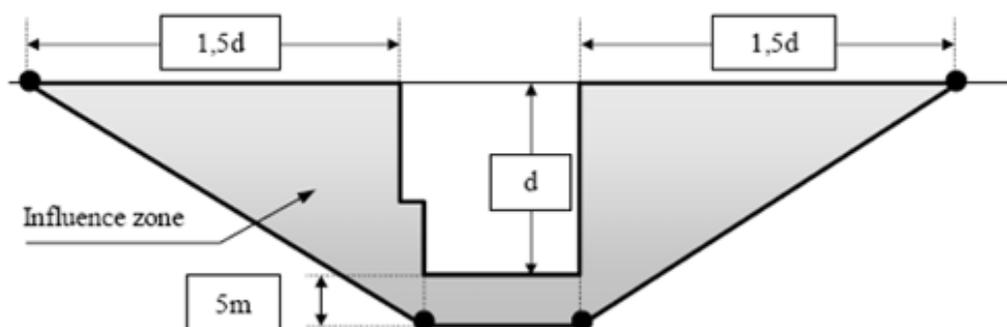


Figura 62 – Zona di influenza minima Cut and Cover (Crova & Rizzo, 2022)

Come viene descritto più avanti, nel modello numerico relativo allo scavo della stazione metropolitana Carlo Alberto si considera una ampiezza della zona di influenza pari a  $4d$ .

### 5.1.2 Condizioni di vincolo

Una volta definita la zona di influenza, al contorno geometrico devono essere applicate opportune condizioni di vincolo.

Un tipico schema di vincolo prevede di bloccare gli spostamenti in entrambe le direzioni (o solo in direzione verticale) nel bordo inferiore e in direzione orizzontale nei bordi laterali del contorno geometrico, come illustrato nell'esempio della seguente figura.

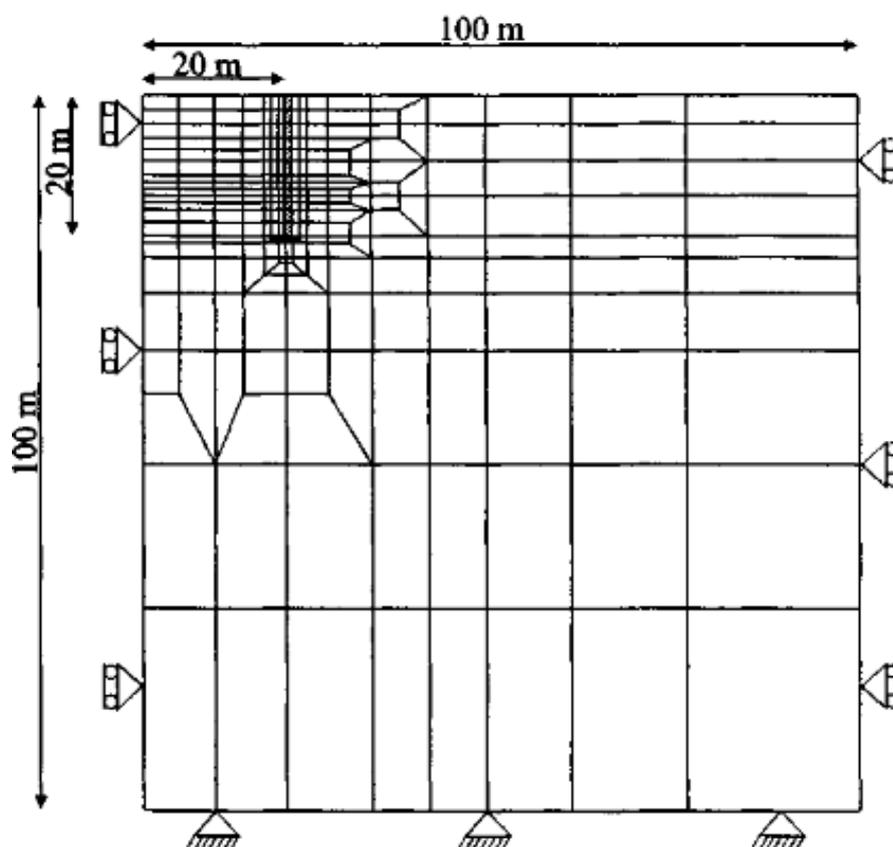


Figura 63 – Esempio disposizione vincoli al contorno (Potts & Zdravković, 2001)

La figura precedente fa riferimento a studi eseguiti da Potts et al. (2001) in relazione ad uno scavo sostenuto da pareti puntellate. Tale esempio si presta bene al modello presentato nel capitolo successivo, in cui lo scavo è supportato da diaframmi, solai e puntoni temporanei.

### 5.1.3 Legami costitutivi

Poiché gli spostamenti in superficie sono l'effetto di un campo di deformazioni plastiche più che elastiche, i modelli costitutivi impiegati in una modellazione numerica sono prevalentemente modelli elasto-plastici o non lineari (Palazzo, Calvello, De Iuliis, & Castaldo, 2009), ovvero:

- modelli quasi lineari, aventi struttura simile ad un modello elastico con parametri dipendenti dallo stato tenso-deformativo;
- modelli elasto-plastici non incrudenti:
- modelli elasto-plastici incrudenti (e.g. Hardening Soil).

Infatti, bisogna considerare che il ricorso a modelli poco complessi (e.g. modelli elastico lineari) implica risultati poco attendibili, specialmente in merito alla definizione degli spostamenti nell'intorno dello scavo (Cantone, 2010), in quanto i terreni esibiscono un comportamento non lineare anche a piccoli livelli deformativi. Tuttavia, anche i modelli elasto plastici non incrudenti (e.g. Mohr Coulomb) tendono ad approssimare il reale comportamento del terreno, come osservabile nella seguente figura. Mohr Coulomb assume un modello costitutivo elasto-plastico ideale; pertanto, può considerarsi soltanto una approssimazione della reale risposta del terreno.

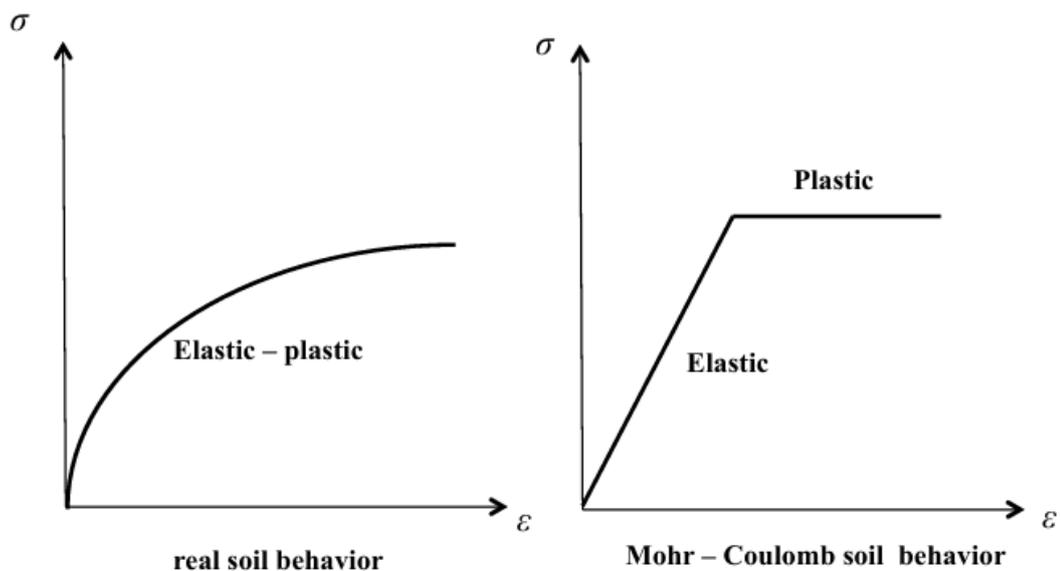


Figura 64 – Modello Mohr Coulomb (Alva Garcia, 2017)

In questo elaborato ci si concentra particolarmente sul modello elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb (vedi figura 64) e sul modello Hardening Soil (vedi figura 65), entrambi impiegati ai fini della modellazione proposta. In particolare, essi sono caratterizzati dai seguenti parametri:

- il modello di Mohr Coulomb è definito da cinque parametri: il modulo di Young ( $E$ ), il coefficiente di Poisson ( $\nu$ ), l'angolo di attrito ( $\varphi'$ ), la coesione ( $c'$ ) e l'angolo di dilatanza ( $\psi$ );
- il modello Hardening Soil si basa su dieci parametri: tre di resistenza ( $\varphi'$ ,  $R_f$  e  $c'$ ), cinque di rigidezza ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $\nu_{ur}$  ed  $m$ ), il coefficiente di spinta a riposo ( $k_0$ ) e l'angolo di dilatanza ( $\psi$ ).

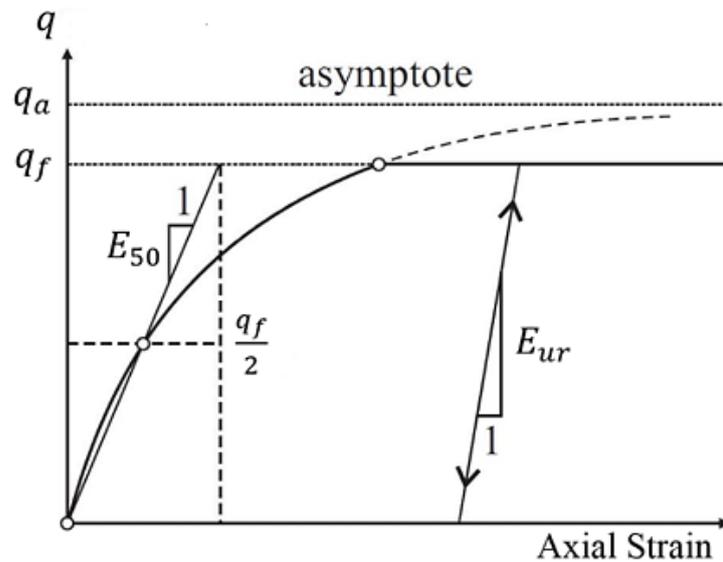


Figura 65 – Modello Hardening Soil (Rocscience, Hardening Soil Model, s.d.)

I termini  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  rappresentano rispettivamente la rigidezza secante in prove triassiali drenate, la rigidezza tangente in condizioni edometriche, la rigidezza tangente durante i cicli di scarico-ricarico. Inoltre, il parametro  $\nu_{ur}$  è il coefficiente di Poisson durante i cicli di scarico-ricarico,  $m$  rappresenta la dipendenza dei moduli di rigidezza dal livello tensionale, infine,  $R_f$  (detto fattore di rottura) indica il raggiungimento della resistenza a taglio in una prova triassiale simulata.

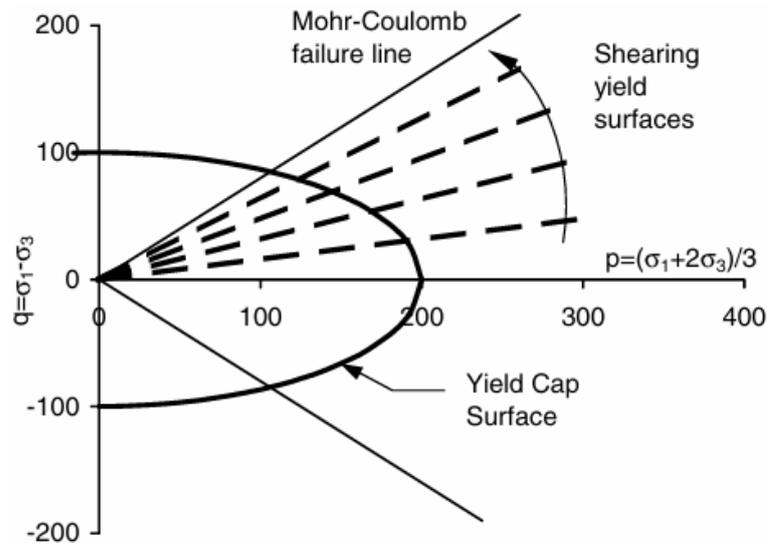


Figura 66 – Modello Hardening Soil: superfici di snervamento (Calvello & Finno, 2004)

In particolare, come si osserva in figura 66, l'incrudimento è regolato dai meccanismi deviatorico e volumetrico e dalle relative superfici di snervamento: la *shearing yield surface* è la superficie relativa al meccanismo deviatorico, mentre la *yield cap surface* è relativa al meccanismo volumetrico (Schanz, Vermeer, & Bonnier, 2019). Esse sono rappresentate nel piano degli invarianti  $p$  e  $q$ , che rappresentano rispettivamente i meccanismi volumetrico e deviatorico.

## 5.2 RS2 (Rocscience)

RS2 è un software di analisi 2D, sviluppato dalla società canadese Rocscience Inc., che consente la modellazione numerica agli elementi finiti di opere geotecniche, come ad esempio gallerie, scavi superficiali e profondi.

Inoltre, esso integra una grande varietà di modelli costitutivi per il terreno, tra cui il modello elasto-plastico alla Mohr Coulomb e il modello Hardening soil. Entrambi questi modelli vengono utilizzati nella modellazione dello scavo presso piazza Carlo Alberto, per la costruzione dell'omonima stazione metropolitana.

Tra le principali funzionalità del software vi sono:

- modellazione di carichi concentrati, distribuiti e da falda;
- inserimento di elementi strutturali, ad esempio tramite i comandi *liner* e *structural interface* (*interfaccia strutturale*), con possibilità di inserire rinforzi e rivestimenti;

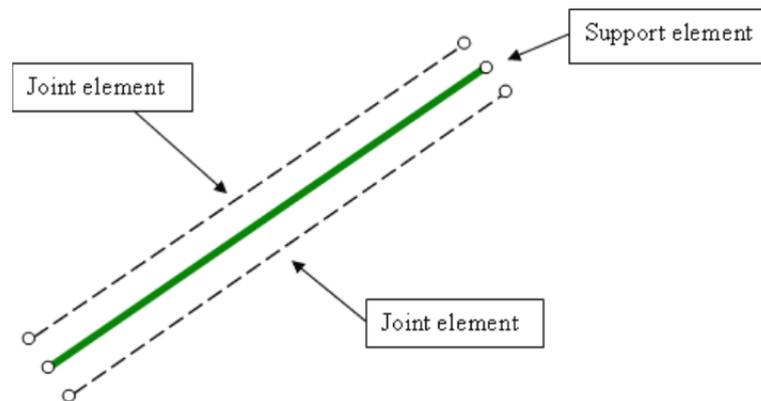


Figura 67 – *Interfaccia strutturale* (Rocscience, s.d.)

Come si può osservare in figura, tale elemento è costituito da uno o più giunti e dall'elemento di supporto. Quest'ultimo viene modellato mediante l'elemento *liner*, utile per rappresentare elementi quali travi; il giunto viene modellato tramite il comando *define joint*.

- possibilità di effettuare analisi in condizionati drenate e non drenate, in condizioni stazionarie o transitorie;
- simulazione delle diverse fasi di progettazione delle opere geotecniche.

Dunque, la scelta del software RS2 per la modellazione dello scavo proposto è motivata essenzialmente da dette caratteristiche, dall'elevata affidabilità nel campo dell'ingegneria geotecnica e dalla capacità di simulare le varie fasi costruttive, nonché l'interazione terreno - struttura.

Il flusso di lavoro, che viene dettagliatamente descritto nei capitoli seguenti, si articola nei seguenti passi:

- definizione della geometria del modello, delle proprietà dei materiali, delle condizioni al contorno (tensionali, di vincolo, di falda, carichi agenti etc.), della mesh;
- risoluzione agli elementi finiti tramite calcolatore;

- interpretazione dei risultati.

Infine, a dispetto dei notevoli vantaggi che RS2 offre, bisogna tener anche conto che, essendo un software bidimensionale, la modellazione tridimensionale – reale del fenomeno viene approssimata ad una sezione rappresentativa in 2D. Pertanto, un aspetto di interesse futuro potrebbe essere quello di simulare il medesimo modello in un ambiente tridimensionale, anche con sezioni rappresentative differenti da quelle proposte.

## 6. CASO STUDIO: SCAVO DELLA STAZIONE CARLO ALBERTO

Il caso studio che viene analizzato in questo elaborato è lo scavo della stazione metropolitana Carlo Alberto, inclusa nei lavori di scavo e costruzione previsti nel Progetto Definitivo della Linea M2 di Torino redatto dalla società torinese Infra.To, una delle società ingegneristiche più importanti a livello europeo.

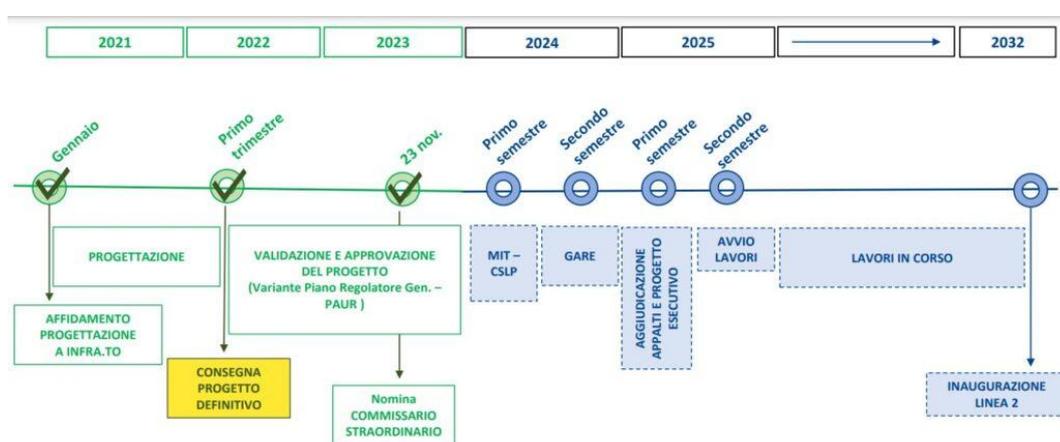


Figura 68 – Cronoprogramma Linea M2 (Gullace, 2025)

Il Progetto della nuova linea metropolitana viene approvato come Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica in data 8 gennaio 2020.

### 6.1 Il tracciato della Linea M2 di Torino

Il tracciato comprende complessivamente 32 stazioni per un totale di circa 28 km e, come illustrato nella seguente figura, è suddiviso in tre tratte:

- tratta centrale, che ha una estensione di circa 15,7 km e passa per ventitré stazioni;
- tratta nord, che con una lunghezza di 6,5 km comprende quattro stazioni;
- tratta sud, che si estende per 5,7 km e comprende cinque stazioni.

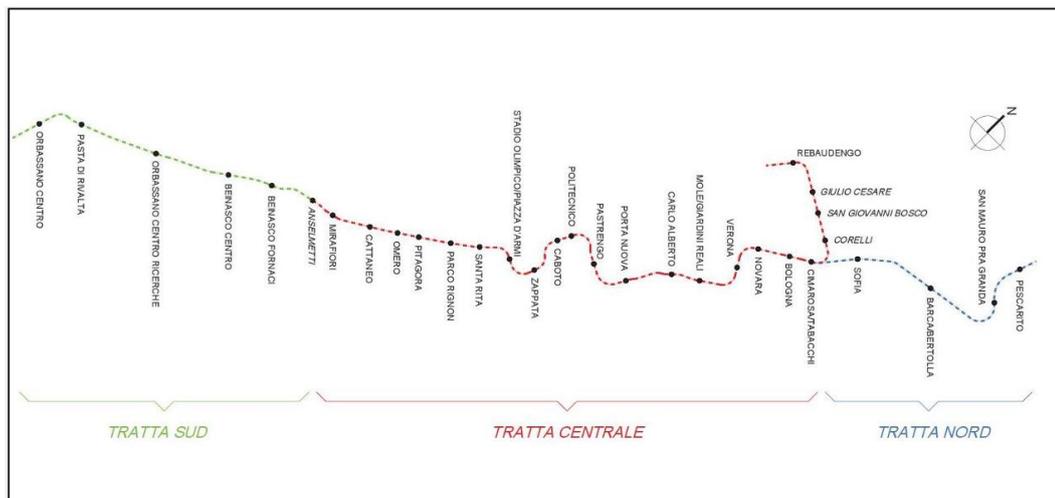


Figura 69 – Tracciato Linea M2 (Crova & Rizzo, 2023)

La realizzazione del tracciato viene svolta per lotti successivi. In particolare, la società Infra.To è incaricata dal Comune di Torino della redazione del Progetto Definitivo relativo alla tratta Rebaudengo-Politecnico, che rappresenta un segmento della tratta centrale. Questo tratto si estende per 9,7 km e comprende, tra gli altri elementi, tredici stazioni metropolitane – tra cui la stazione Carlo Alberto – e tredici pozzi intertratta.

A sua volta, la medesima tratta è suddivisa in due lotti funzionali:

- primo lotto costruttivo: si estende da Rebaudengo a Bologna;
- secondo lotto costruttivo: si estende da Novara a Politecnico.

Quanto descritto rappresenta una sintesi generale del progetto della nuova linea metropolitana torinese. Piuttosto, i prossimi paragrafi si concentrano sulla descrizione di tutte le opere di scavo e costruzione presso la stazione metropolitana di riferimento, ovvero la stazione Carlo Alberto, illustrando anche il contesto urbano, storico, architettonico in cui questa verrà a collocarsi.

## 6.2 Descrizione dell'opera

La stazione Carlo Alberto, da progetto, si presenta con una forma rettangolare e dimensioni in pianta di (29,8 x 73,6) m<sup>2</sup>, inoltre, si compone di quattro livelli interrati, con fondo scavo posto alla profondità di -31,55 m dal piano campagna.

I quattro livelli appena menzionati sono:

- piano atrio, posto a quota -7,50 m dal piano stradale, al quale si accede mediante due rampe laterali;
- primo piano mezzanino, livello tecnico posto a quota -13,35 m, immediatamente al di sotto del piano atrio;
- secondo piano mezzanino, situato alla quota di -19,20 m;
- piano banchina, alla profondità di -25,05 m, al di sotto del quale vi è un ulteriore livello, detto piano sotto banchina, per la predisposizione degli impianti.

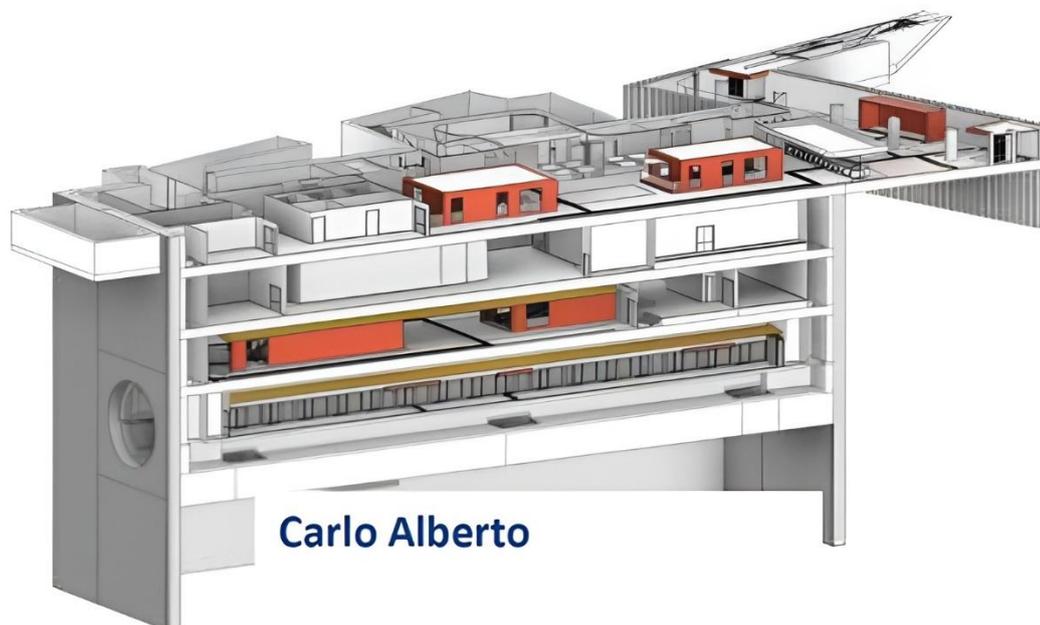


Figura 70 – 3D schematico della stazione Carlo Alberto (Gullace, 2025)

### 6.2.1 Posizione e contesto urbano

La stazione Carlo Alberto si colloca presso l'omonima piazza, situata nel centro urbano della città di Torino.

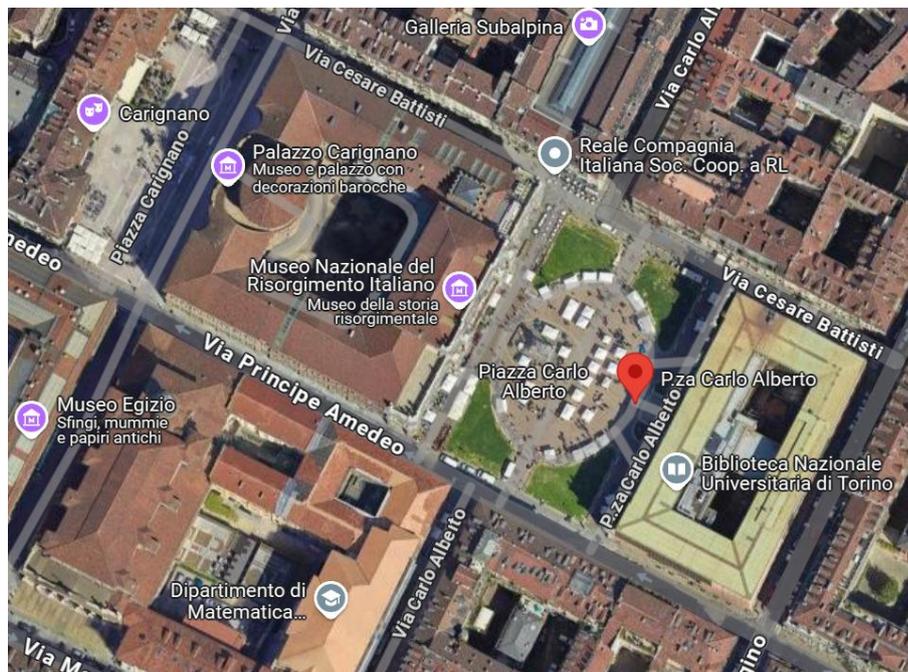


Figura 71 – Contesto urbano Piazza Carlo Alberto

Come si può osservare in figura, piazza Carlo Alberto si colloca in un contesto storico-architettonico ben definito, in cui hanno sede edifici di assoluta rilevanza, come il Museo Nazionale del Risorgimento Italiano, posto alle spalle di Palazzo Carignano, e la Biblioteca Nazionale Universitaria di Torino. Più distanti ma non meno importanti, vi sono il Museo Egizio, che rappresenta una fonte storica, artistica e turistica di assoluta importanza per la città, e la Galleria Subalpina.

Da tali informazioni circa il contesto posizionale, si desume la difficoltà e complessità della progettazione e costruzione della stazione Carlo Alberto, che emerge in un contesto urbano di fama e importanza notevole.

Infine, da sottolineare la presenza del monumento dedicato a Carlo Alberto, per il quale viene effettuato uno studio a parte in merito alle operazioni di traslazione e successivo riposizionamento.

Dunque, la costruzione della stazione metropolitana Carlo Alberto ha lo scopo principale di consentire a cittadini e turisti il raggiungimento delle principali attrazioni e piazze della città di Torino, favorendo lo spostamento in tempi rapidi.

### 6.2.2 Inquadramento geologico e idrogeologico

Il tracciato Rebaudengo-Politecnico, di cui fa parte la suddetta stazione, si inserisce in una zona compresa tra la dorsale collinare della Collina di Torino e le Alpi Graie ed interseca il fiume Dora Riparia ed il fiume Po.

La definizione dell'assetto geologico su cui si basa l'opera è ottenuta attraverso una serie di indagini geognostiche, condotte in due fasi distinte: una prima campagna nel 2018, finalizzata al completamento del Progetto di Fattibilità Tecnico-Economica, e una seconda nel 2021, a supporto della redazione del Progetto Definitivo. Relativamente all'anno 2021, vengono riportate le seguenti indagini (Crova & Strippoli, 2023):

- n° 36 sondaggi geotecnici a carotaggio;
- n° 24 sondaggi ambientali a carotaggio;
- n° 2 sondaggi geotecnici e ambientali misti a carotaggio;
- n° 22 diagrafie a distruzione;
- n° 4 sondaggi geotermici;
- n° 14 prove MASW-2D;
- n° 3 prove Down Hole e una Cross Hole;
- n° 7 analisi micropaleontologiche.

Sulla base di dette indagini, viene ottenuta la stratigrafia di progetto per il terreno dell'opera in questione. Tuttavia, in questo paragrafo vengono riportate soltanto le unità stratigrafiche presenti al di sotto di Piazza Carlo Alberto, e comunque considerate ai fini della modellazione nel programma RS2. Dalla più superficiale alla più profonda, esse sono (Crova & Strippoli, 2023):

- unità antropica (*UID*), caratterizzata da terreni rimaneggiati non coesivi e scarsamente addensati;

- depositi fluvioglaciali (*AFR*), che comprendono principalmente ghiaie, sabbie e limi con grado di cementazione variabile. Inoltre, in questo complesso ha sede l'acquifero principale all'interno del quale è contenuta la falda freatica, il cui livello da piano campagna è valutato tramite indagini piezometriche;
- Argille Azzurre (*FAA*), costituite essenzialmente da argille limose e limi argillosi di consistenza variabile.

Inoltre, sono individuati cinque complessi idrogeologici, che fanno riferimento alle altrettanti unità stratigrafiche individuate.

In particolare, riveste interesse progettuale la definizione dei valori di conducibilità idraulica delle varie tipologie di terreno, determinati mediante prove idrauliche di tipo Lefranc per i terreni non coesivi e tramite prove edometriche per quelli coesivi. Questi valori, utilizzati nel modello numerico, sono riassunti in tabella 6.

<b>Unità stratigrafica</b>	<b>Permeabilità [m/s]</b>
Depositi antropici (UID)	da $10^{-5}$ a $10^{-6}$
Depositi fluvioglaciali (AFR)	da $10^{-5}$ a $10^{-6}$
Argille azzurre (FAA)	$10^{-9}$

Tabella 6 – *Conducibilità idraulica unità stratigrafiche*, modificata da (Crova & De Martini Ugolotti, 2023)

Per quanto riguarda l'unità UID, si assume lo stesso intervallo di permeabilità dell'unità immediatamente sottostante, per tener conto della sua elevata variabilità granulometrica.

La soggiacenza della falda acquifera è misurata in ambedue le campagne di indagini di riferimento, mediante (Crova & De Martini Ugolotti, 2023):

- n° 29 piezometri a tubo aperto e n° 6 piezometri di tipo Casagrande (per la campagna del 2021);
- n° 22 piezometri a tubo aperto (per la campagna del 2018);

Tali indagini, nella zona di territorio che insiste sotto Piazza Carlo Alberto, evidenziano due differenti livelli di falda, illustrati nella seguente tabella.

<b>Indagine</b>	<b>Quota da piano campagna [m]</b>
Livello piezometrico 2021	-17
Livello piezometrico 2018	-16,5

Tabella 7 – *Quota piezometrica falda*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

Nel successiva modellazione, in via cautelativa, viene adottato il livello di falda corrispondente alla rilevazione del 2018, che presenta condizioni più sfavorevoli. Sulla base di tale riferimento si considera un livello di falda nelle analisi a breve termine pari a -15 m.

### 6.2.3 Indagini geotecniche e stratigrafia di progetto

Come è valso per le indagini geologiche e idrogeologiche, quelle geotecniche vengono eseguite nelle due campagne di riferimento. In merito alla campagna di indagini del 2018, esse hanno riguardato (Crova & De Martini Ugolotti, 2023):

- n° 25 indagini a carotaggio continuo con SPT (Standard Penetration Test), prove pressiometriche e di permeabilità;
- prove geotecniche di laboratorio comprendenti analisi granulometriche, determinazione del contenuto d'acqua, calcolo del peso volumetrico e del peso specifico dei granuli, misurazione dei limiti di Atterberg, test di taglio diretto e prove triassiali, consolidate drenate e consolidate non drenate;
- n° 25 diagrafie (Test DAC) per correlare i parametri di perforazione dei sondaggi a distruzione di nucleo con il livello di cementazione dei depositi AFR;
- n° 6 indagini sismiche con prove per onde superficiali (MASW) per determinare la velocità delle onde di taglio ( $V_{S30}$ );
- n° 4 prove geofisiche di tipo Down-Hole e n° 2 prove geofisiche di tipo Cross-Hole per determinare i parametri di deformabilità dei terreni;
- analisi chimiche per stabilire il livello di aggressività delle acque sotterranee.

La seconda campagna, risalente al 2021, prevede le seguenti prove (Crova & De Martini Ugolotti, 2023):

- n° 38 sondaggi di tipo geotecnico a carotaggio continuo per il prelievo di campioni da analizzare, accompagnati da prove SPT;
- n° 22 prove a distruzione di nucleo per misurare i parametri di perforazione;
- n° 78 prove di tipo Lefranc per stimare il coefficiente di permeabilità dei terreni;
- n° 365 prove SPT a varie profondità;
- n° 29 piezometri per monitorare il livello della falda;
- n° 24 sondaggi ambientali;
- n° 20 prove MASW.

Sulla base delle indagini eseguite, con particolare riferimento alla stazione Carlo Alberto si può considerare una stratigrafia di progetto come quella presentata nella seguente figura.

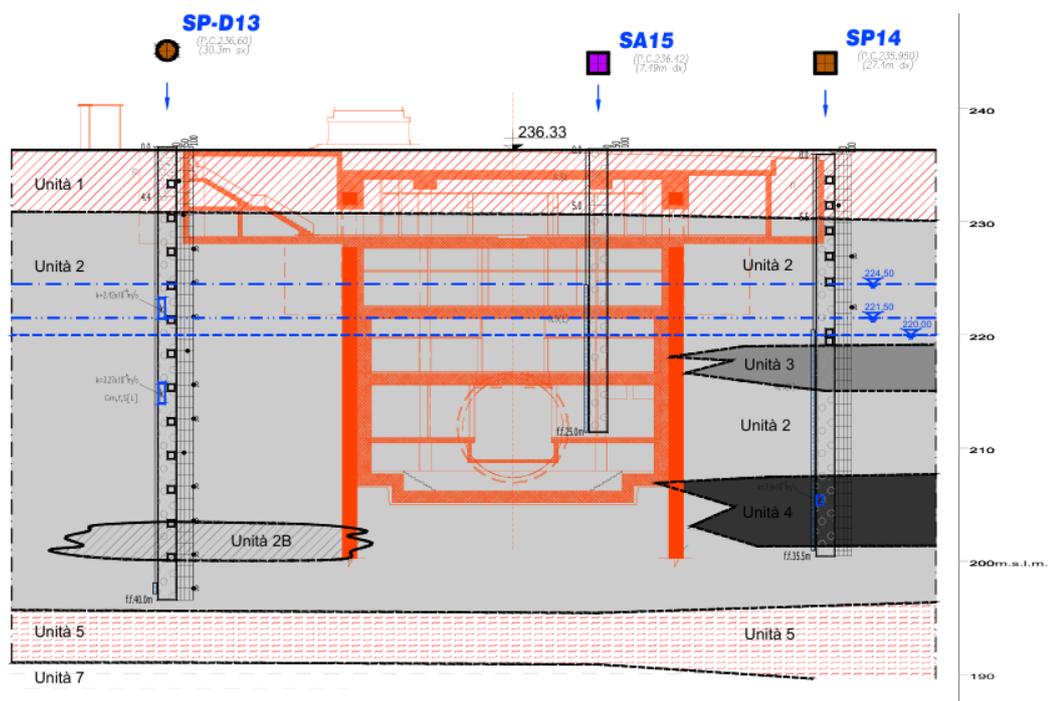


Figura 72 – Stratigrafia stazione Carlo Alberto (Crova & De Martini Ugolotti, 2022)

Le unità riportate nella figura 72 sono le seguenti:

- U1: terreno superficiale. Facente parte del complesso UID, è caratterizzato da limi, argille e sabbie talvolta mescolate tra loro e/o con materiale di risulta, sino a una profondità di -5,5 m;
- U2, U3, U4: ghiaia e sabbia. Facenti parte del complesso AFR, sono caratterizzati da un grado di cementazione variabile con la profondità e si estendono fino alla quota di -36 m;
- U5: Argille azzurre. Facente parte del complesso FAA, si trova al di sotto di U2, U3 e U4;
- U7: Marne di Sant'Agata (si stima a profondità incerte e trascurabili, non viene considerata nel modello).

Nel modello vengono inizialmente considerate soltanto le prime due unità stratigrafiche. Questo viene fatto, in primo luogo, per allinearsi con i risultati ottenuti da Infra.To tramite il software Plaxis, in modo da poter apportare eventuali modifiche ed effettuare analisi parametriche tramite RS2.

Le proprietà delle unità stratigrafiche appena discusse vengono presentate nella seguente tabella ed utilizzate ai fini della modellazione del terreno.

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$E$ [MPa]	$\nu$ [-]
U1	19	29	0,1	15	0,3
U2 – U3 – U4	19	36	10	150	0,3
U5	20	23	40	65	0,3

Tabella 8 – *Parametri geotecnici*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

in cui ciascun parametro assume il seguente significato:

- $\gamma$ : peso di volume unitario;
- $E$ : modulo di deformabilità;
- $\nu$ : coefficiente di Poisson;
- $\phi'$ : angolo di attrito efficace;
- $c'$ : coesione efficace.

## 6.2.4 Modalità costruttive

La descrizione all'interno di questo paragrafo ha lo scopo di mettere in luce i principali elementi strutturali della stazione Carlo Alberto, esaminando le modalità costruttive e le caratteristiche dei materiali impiegati in fase di progettazione e costruzione.

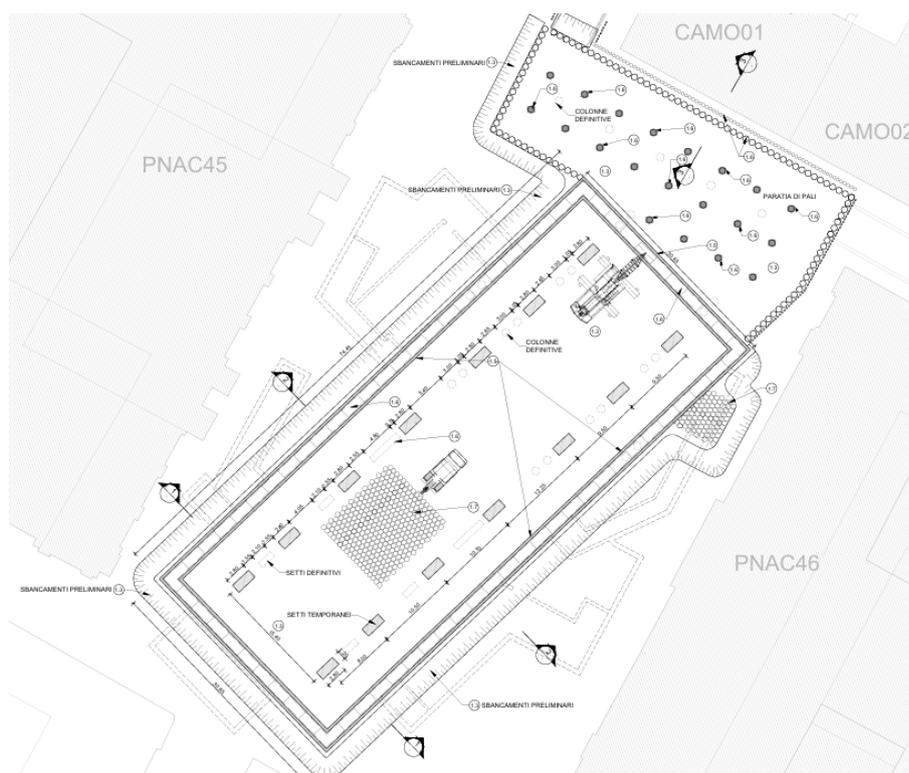


Figura 73 – Planimetria corpo stazione (Crova & Rizzo, 2022)

Il corpo stazione, visibile in pianta nella figura 73, viene realizzato con il metodo Top Down, che prevede l'avanzamento dello scavo dall'alto verso il basso andando a sostenere le pareti di scavo attraverso opportune opere di sostegno.

Facendo riferimento al progetto definitivo realizzato da Infra.To, lo scavo viene sostenuto mediante diaframmi in calcestruzzo armato gettati in opera contrastati da solai, del medesimo materiale, e puntoni temporanei in acciaio. Inoltre, a causa dell'elevata luce della stazione, si rende necessario applicare dei setti intermedi temporanei, i quali fungono da ulteriore sostegno allo scavo e alle altre opere di sostegno.

Diaframmi e setti intermedi vengono mostrati nella seguente figura, unitamente allo scavo della trincea sino a livello della soletta di copertura.

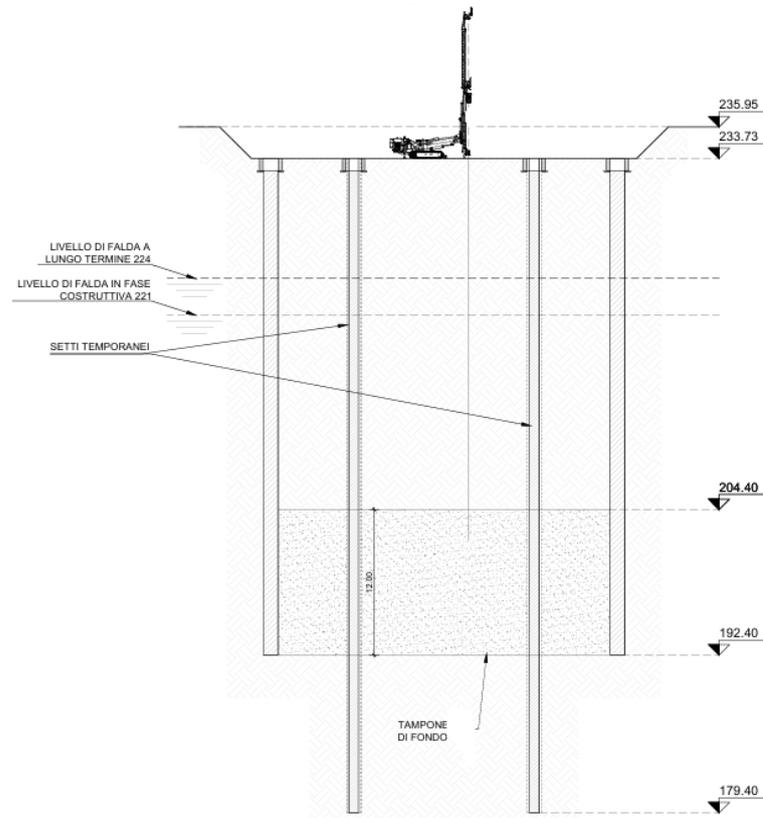


Figura 74 – Schema post operazioni di prima fase (Crova & Rizzo, 2022)

Le operazioni durante la fase iniziale di scavo e costruzione prevedono i seguenti passi:

1. spostamento del manufatto situato in piazza Carlo Alberto;
2. deviazione del traffico veicolare e delle utenze, bonifica di eventuali ordigni bellici, rimozione del verde;
3. rimozione della pavimentazione esistente ed esecuzione del prescavo;
4. esecuzione di scavi preliminari, sbancamenti e realizzazione di paratie di pali e micropali a protezione degli edifici lungo via Cesare Battisti;
5. esecuzione dei cordoli guida per la posa dei diaframmi;
6. esecuzione dei diaframmi perimetrali e dei setti interni del corpo stazione, nonché dei pali per l'accesso speciale, scavato contestualmente al corpo stazione;

7. esecuzione jet grouting per la realizzazione del tampone di fondo.

I diaframmi hanno uno spessore di 1,20 m e sono immorsati nel terreno a una dozzina di metri dal fondo scavo, alla quota di circa 44 m. Essi sono affiancati da fodere di spessore pari a 60 cm. Entrambi questi elementi sono opportunamente impermeabilizzati per evitare infiltrazioni d'acqua.

La costruzione dei diaframmi prevede la realizzazione dei primari e, successivamente, dei secondari, con una sovrapposizione compresa tra 10 ÷ 30 cm. Durante questa operazione e nelle fasi seguenti, la stabilità del fondo scavo è garantita dal tampone di fondo, realizzato tramite la tecnica del jet grouting, in modo da generare nello scavo una contropressione che bilancia sia la spinta del terreno che dell'acqua.

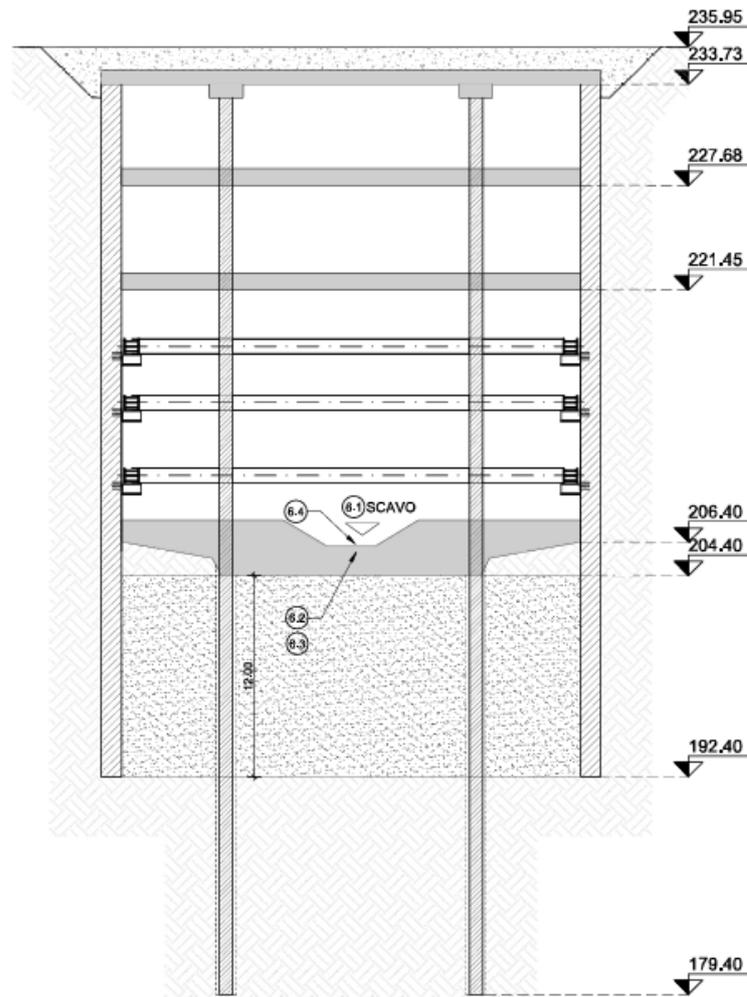


Figura 75 – Schema finale post operazioni di seconda fase (Crova & Rizzo, 2022)

I setti intermedi hanno una sezione trasversale di 1,20 x 2,80 m<sup>2</sup> a meno delle zone ove è presente la riduzione della sezione per l'appoggio dei solai. Ad ogni modo, trattandosi di un restringimento localizzato non viene considerato nel modello di calcolo.

Le operazioni relative alla seconda fase di scavo e costruzione sono le seguenti:

1. demolizione dei cordoli guida delle paratie;
2. scavo di sbancamento fino alla quota di imposta della soletta di copertura, nonché preparazione del piano di posa mediante calcestruzzo magro di pulizia, livellamento e stesa di foglio di polietilene per sua posa in opera;
3. esecuzione del solettone di piano atrio e accesso speciale con le medesime operazioni del precedente;
4. esecuzione del solettone di piano primo mezzanino con le medesime operazioni del precedente;
5. scavo di ribassamento fino a quota di imposta puntoni e loro installazione, a tre livelli successivi;
6. scavo di ribassamento fino a quota solettone di fondo (ed ulteriore scavo a sezione obbligata per realizzazione della vasca di aggettamento), posa della rete di terra, calcestruzzo magro di pulizia, livellamento, strato di impermeabilizzazione e massetti di protezione, esecuzione del solaio di fondo (e vasca di aggettamento).

In particolare, gli ultimi due livelli di puntoni vengono rimossi prima del livello superiore per favorire il passaggio della TBM, mentre il primo livello viene rimosso una volta realizzata la terza soletta intermedia.

Il solaio in testa è costituito da una soletta piena in calcestruzzo armato gettata in opera ed ha uno spessore di 80 cm, invece, i tre solai intermedi hanno uno spessore di 100 cm. Infine, il solettone di fondo ha spessore variabile.

Il collegamento tra il solaio di copertura e i diaframmi viene realizzato mediante travi in calcestruzzo armato di sezione (1,40 x 1,60) m<sup>2</sup>, semplicemente appoggiate alle pareti. L'ipotesi di semplice appoggio è relativa al fatto che non è possibile garantire un collegamento rotazionale rigido, tuttavia, questa rappresenta un'ipotesi più cautelativa per il dimensionamento e la verifica del solaio di copertura (Crova

& Rizzo, 2022), tenendo conto dell'incertezza relativa al grado incastro nel nodo realizzato dalla trave.

Piuttosto, il collegamento tra i solai intermedi e i diaframmi viene realizzato mediante tasche di appoggio, ottenute riducendo la sezione dei setti perimetrali e intermedi, come illustrato nella seguente figura.

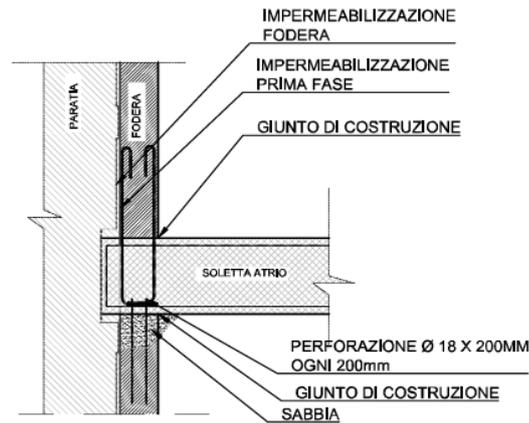


Figura 76 – Collegamento solaio intermedio – paratia (Crova & Rizzo, 2023)

Allo stesso modo viene realizzato l'appoggio tra il solaio di fondo e i diaframmi.

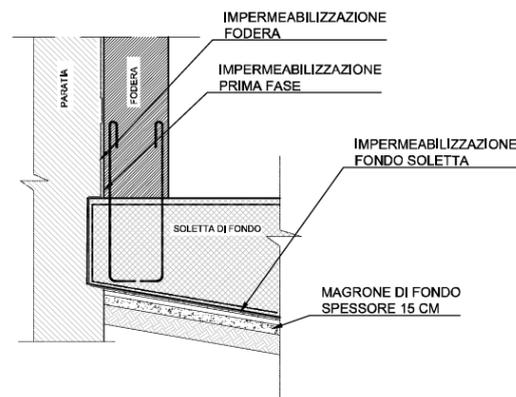


Figura 77 – Collegamento solaio di fondo – paratia (Crova & Rizzo, 2023)

L'ultima fase delle operazioni di cantiere prevede i seguenti passi:

1. rimozione dei primi due livelli di puntoni;
2. esecuzione dell'ultima soletta intermedia (piano secondo mezzanino), dopo il passaggio a vuoto della TBM;

3. rimozione del primo livello di puntoni;
4. posa in opera delle impermeabilizzazioni delle fodere e loro realizzazione;
5. demolizione dei setti intermedi temporanei;
6. completamento delle strutture interne (scale, banchine etc.);
7. realizzazione degli accessi e completamento strutture;
8. ripristino della viabilità e riposizionamento della statua dedicata a Carlo Alberto.

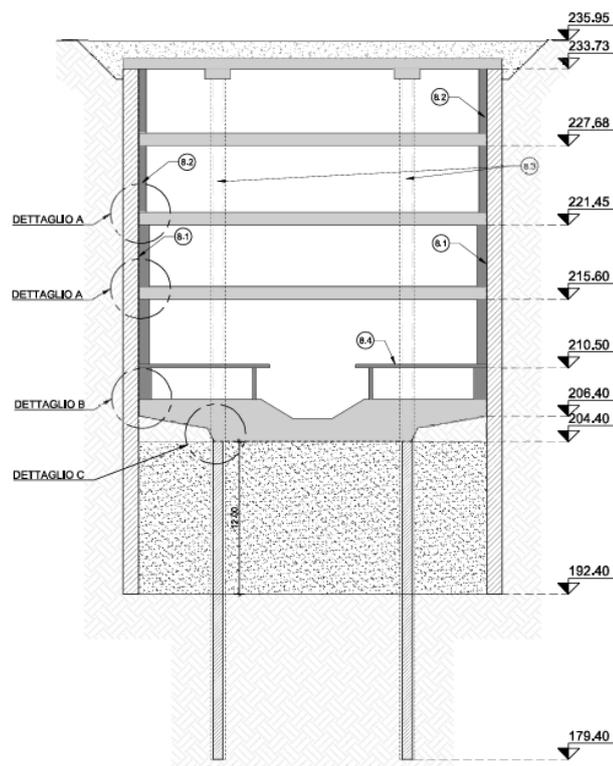


Figura 78 – Schema finale post operazioni di ultima fase (Crova & Rizzo, 2023)

#### 6.2.4.1 Caratteristiche dei materiali

Gli elementi strutturali impiegati per la costruzione della stazione Carlo Alberto sono realizzati prevalentemente in calcestruzzo armato, ad eccezione dei puntoni temporanei, realizzati in acciaio.

Le tipologie di calcestruzzo che vengono impiegate sono le seguenti:

- calcestruzzo C30/37 per i solai;
- calcestruzzo C25/30 per i diaframmi e i setti intermedi.

Esse hanno le seguenti caratteristiche:

	$E_c$ [MPa]	$R_{ck}$ [MPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
C30/37	32000	37	30	25
C25/30	30000	30	25	25

Tabella 9 – *Caratteristiche calcestruzzi*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

Anche l'acciaio viene impiegato in due tipologie:

- acciaio B450C per le armature in calcestruzzo armato;
- acciaio S355J0 per i puntoni.

Con le seguenti caratteristiche:

Tipologia	$E_s$ [GPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{tk}$ [MPa]	$(A_{gt})_k$
B450C	210	450	540	$\geq 7,5\%$
S355J0	210	355	510	

Tabella 10 – *Caratteristiche acciai*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

Infine, nella seguente tabella vengono riportate le caratteristiche del materiale per l'esecuzione delle colonne di jet grouting, ai fini del trattamento di consolidamento del terreno sotto il fondo scavo.

$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c$ [kPa]	$UCS$ [kPa]	$E$ [MPa]	$\nu$ [-]
22	36	150	590	450	0,3

Tabella 11 – *Parametri colonne jet grouting*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

## 7. MODELLAZIONE DELLO SCAVO IN RS2

Dopo aver descritto in dettaglio le caratteristiche del progetto della stazione Carlo Alberto, questo capitolo è dedicato alla modellazione numerica dell'opera, realizzata mediante il software agli elementi finiti RS2, utilizzando i dati forniti dal progetto definitivo.

La costruzione del modello numerico segue fedelmente l'iter progettuale riportato nella documentazione ufficiale, con particolare riferimento alla relazione tecnica sulle opere di sostegno. Pertanto, viene sviluppato un modello multifase, capace di rappresentare in modo realistico i vari passi di scavo e costruzione.

In primo luogo, si è reso necessario un approfondimento preliminare sul funzionamento del software RS2 e sulle differenze operative rispetto a Plaxis, il software impiegato da Infra.To per la propria modellazione.

In particolare, una delle principali criticità riguarda modellazione dei diaframmi e dei solai, che in Plaxis vengono rappresentati mediante elementi *plate*. Poiché RS2 non dispone di un corrispondente diretto per questo tipo di elemento, viene individuata una soluzione alternativa in grado di riprodurre il comportamento meccanico in modo adeguato, così da garantire una simulazione coerente con il modello di riferimento.

### 7.1 Introduzione al modello

Nei seguenti paragrafi vengono discussi la sezione di calcolo, la geometria dello scavo, nonché i principali criteri di modellazione numerica utilizzati in RS2. In particolare, vengono esaminati gli elementi strutturali e i comandi impiegati per la loro modellazione, i legami costitutivi assegnati e le proprietà dei materiali, le condizioni al contorno applicate, la definizione della mesh ed altri aspetti rilevanti ai fini della modellazione.

Inoltre, vengono illustrati alcuni aspetti di confronto rispetto alle analisi e agli elementi impiegati su Plaxis.

### 7.1.1 Sezione di calcolo, geometria del modello e vincoli esterni

La sezione di calcolo utilizzata ai fini della modellazione in RS2 è riportata nella figura seguente.

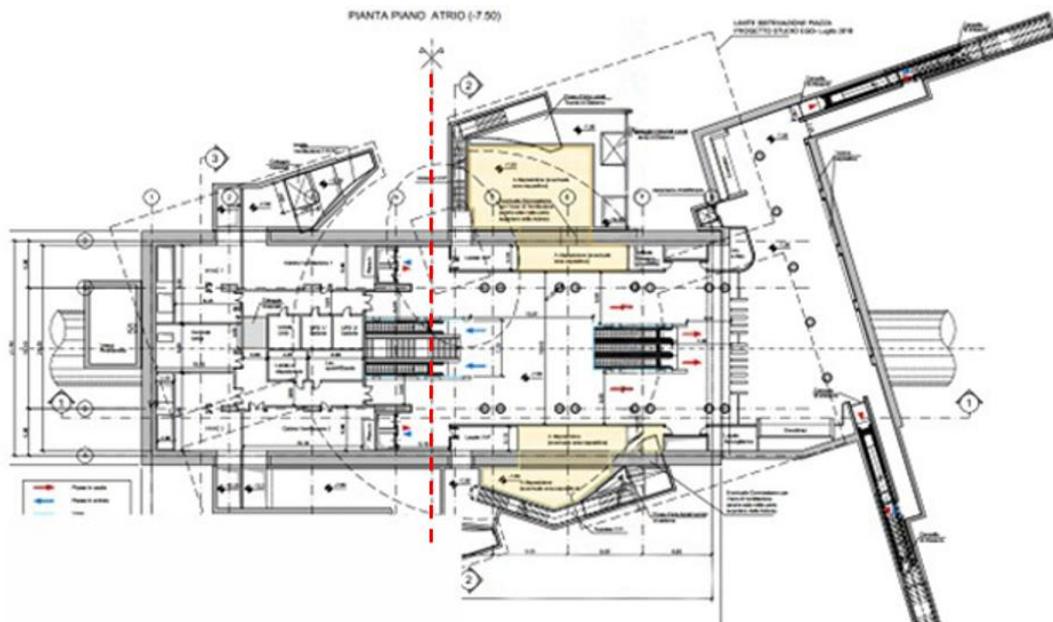


Figura 79 – Sezione di calcolo, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

La medesima sezione trasversale viene modellata in RS2 e descritta in questo elaborato. Occorre evidenziare che, in tal caso, la modellazione bidimensionale ben si adatta al modello di calcolo, in quanto la sezione rappresentativa presenta un lato decisamente più lungo dell'altro, permettendo di eseguire analisi in regime di deformazione piana.

La figura seguente illustra la geometria della sezione definita nel modello numerico in cui si assume una stratigrafia con U1 – terreno superficiale, U2 – ghiaia e sabbia, U5 – Argille azzurre.

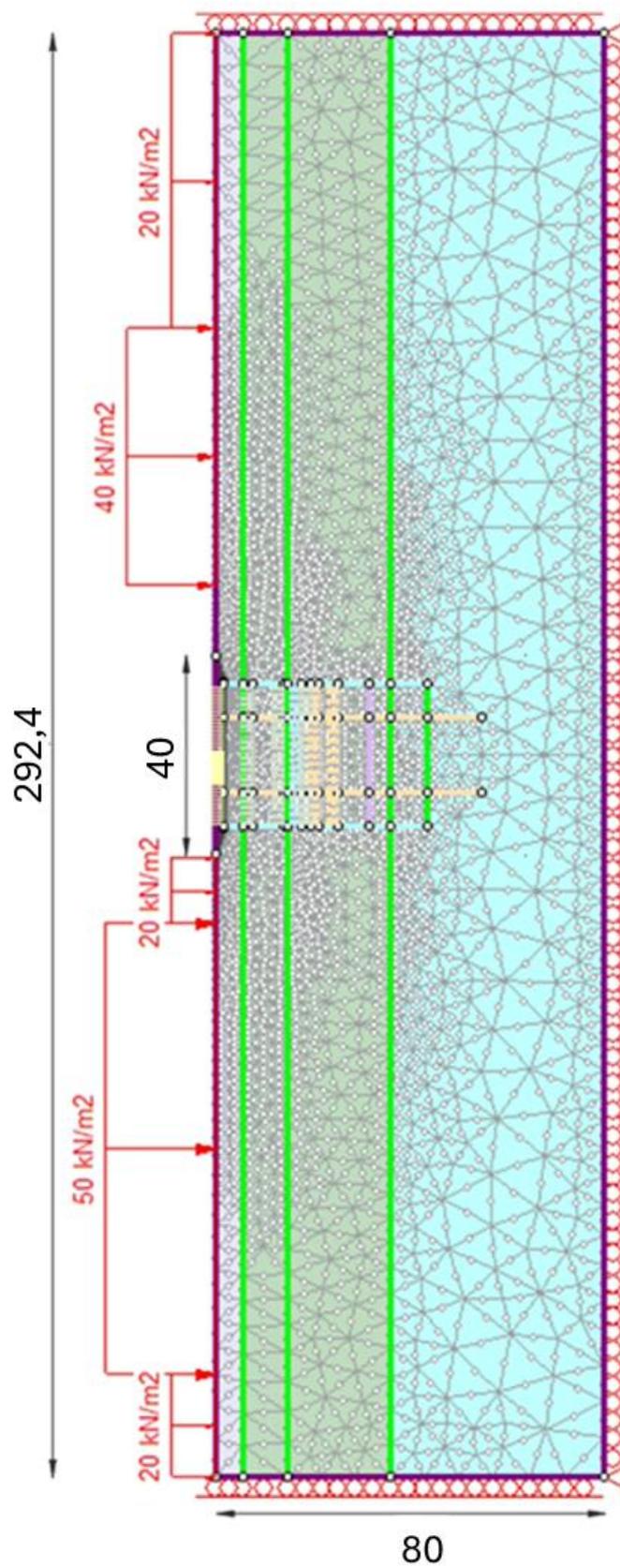


Figura 80 – Modello sezione trasversale di riferimento in RS2

Si considera una zona di influenza pari a quattro volte la profondità dello scavo. Il contorno geometrico esterno viene vincolato mediante carrelli lungo i bordi e cerniere in corrispondenza dei nodi inferiori del dominio, mentre il bordo superiore viene lasciato libero.

La geometria degli elementi strutturali considerati è generata a partire dalle distanze asse – asse ed è la seguente (vedi riferimento con figura 81):

<b>Elemento</b>	<b>z [m] da p.c.</b>
Soletta di copertura (giallo)	-1,8
Prima soletta intermedia (verde)	-7,77
Seconda soletta intermedia (verde)	-14
Primo set puntoni (azzurro)	-17,8
Terza soletta intermedia (verde)	-19,85
Secondo set puntoni (arancione – elementi orizzontali)	-21,1
Terzo set puntoni (arancione – elementi orizzontali)	-25,4
Soletta di base (viola)	-31,55
Piede paratia	-43,55
Piede setto intermedio	-54,75

Tabella 12 – *Quote geometriche elementi strutturali*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

Per una migliore comprensione degli elementi strutturali utilizzati nel modello di calcolo si veda la figura 81, ove viene riportato un ingrandimento della sezione di scavo. In particolare, gli elementi strutturali illustrati alle relative profondità (vedi tabella precedente) sono: il solaio di copertura (giallo), le solette intermedie (verde), il puntone continuo al livello superiore (azzurro), i due livelli di puntoni spezzati dai setti intermedi (arancione – elementi orizzontali), la soletta di base (viola), i setti intermedi (arancione – elementi verticali) e, infine, i setti perimetrali (verde acqua). Per quanto concerne gli elementi della mesh, si utilizza una mesh graduata (discretizzazione più fitta in corrispondenza dello scavo) con elementi triangolari a sei nodi. A tal proposito, un possibile miglioramento relativamente alla mesh può riguardare l'implementazione di elementi con un numero maggiore di nodi, infatti, RS2 non possiede elementi triangolari con una quantità di nodi più elevata.

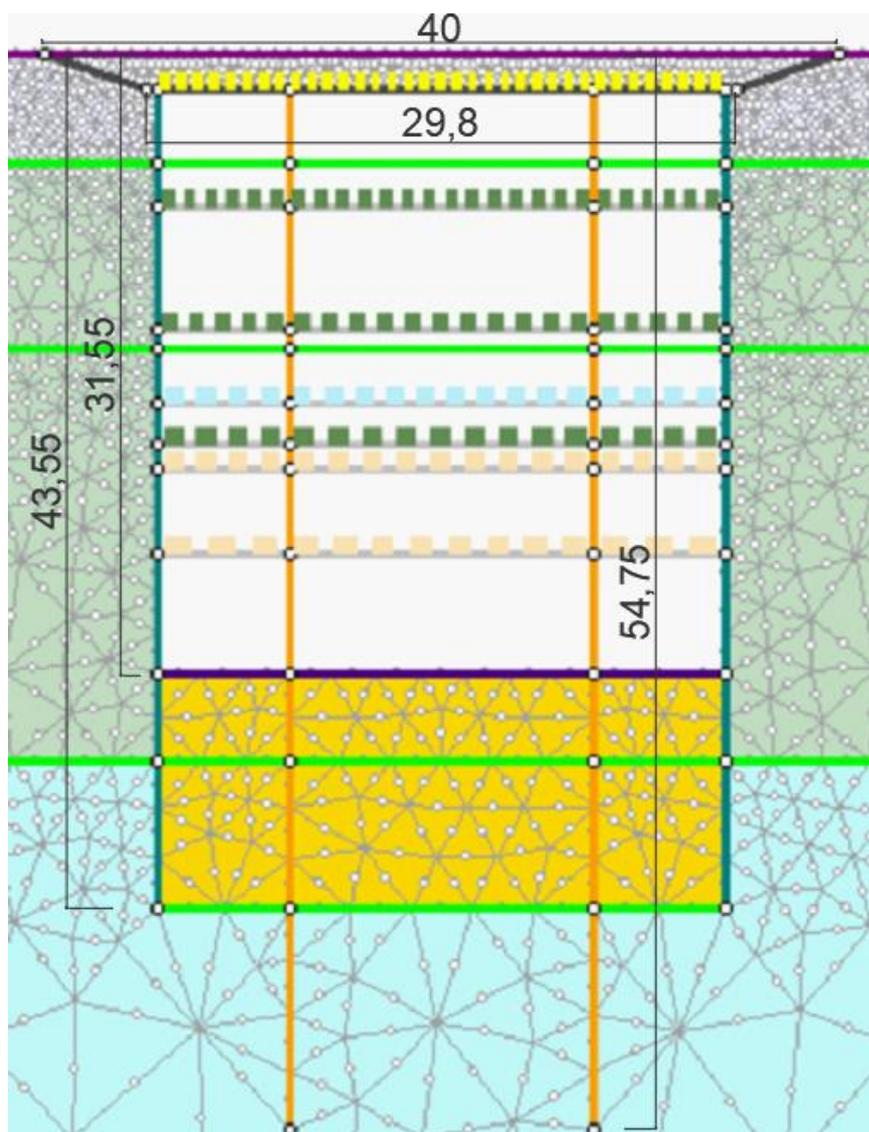


Figura 81 – Ingrandimento sezione di scavo

Con particolare riferimento a quanto desunto dalla campagna di indagini del 2018 e a quanto illustrato in tabella 7, la falda viene inizialmente posizionata alla profondità di -15 m da p.c. Nelle fasi successive viene abbassato il livello della falda con il progredire dello scavo, simulando una analisi di infiltrazione attraverso l'impostazione di opportune condizioni al contorno.

In merito alle unità geotecniche riportate in figura 81, oltre alle unità U1, U2 e U5 si distingue il tampone di fondo (giallo scuro), realizzato mediante trattamento con jet grouting per una estensione di 12 metri dal fondo scavo, sino al piede della paratia perimetrale. Le sue proprietà sono riassunte in tabella 11.

### 7.1.2 Legami costitutivi e parametri geotecnici

Per quanto concerne l'aspetto legato alle caratteristiche costitutive dei terreni, descritti in dettaglio nel paragrafo 6.2.3, le stesse vengono modellate tramite due diversi modelli:

- modello elastico perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb (*MC*);
- modello Hardening Soil (*HS*).

L'impiego del modello Hardening Soil risulta necessario principalmente perché, come evidenziato nel capitolo dedicato ai risultati, il primo modello analizzato non è perfettamente adeguato alla stima degli spostamenti. Esso, infatti, non riesce a rappresentare correttamente la deformazione plastica del terreno sin dalle fasi iniziali di caricamento, pertanto, si rende opportuno adottare un modello in grado di descrivere il comportamento plastico attraverso una legge di incrudimento successiva allo snervamento iniziale.

I parametri geotecnici immessi per ciascuna unità stratigrafica dipendono dal modello costitutivo adottato. Tali parametri vengono riportati nelle tabelle seguenti.

	Unità	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$E$ [MPa]	$\nu$ [-]
ITO	U1	19	29	0,1	15	0,3
	U2	19	36	10	150	0,3
Barmin	U1	19	36	0,1	10	0,4
	U2	19	37	5	190	0,3
Barmax	U1	19	37	0,1	20	0,4
	U2	19	39	30	240	0,3

Tabella 13 – Parametri *MC*, modificata da (Escobar Niño, 2024)

	Unità	$E_{50}^{Ref}$ [MPa]	$E_{oed}^{Ref}$ [MPa]	$E_{ur}^{Ref}$ [MPa]	$m$
HS	U1	15	15	45	0,5
	U2	150	150	450	0,5

Tabella 14 – Parametri *HS*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

Essendo che tali modelli fanno riferimento ai seguenti dati:

- ITO fa riferimento ai dati impiegati da Infra.To;
- *Barmin* e *Barmax* fanno riferimento ai dati ottenuti dagli studi relativi all'articolo ricavato da (Barla & Barla, 2012), in particolare, accennano rispettivamente ai valori minimi e massimi ricavati dagli stessi autori;
- HS si riferisce ai dati forniti da Infra.To per caratterizzare il comportamento incrudente di tali terreni.

### 7.1.3 Carichi

La definizione dei carichi distribuiti inseriti nel modello si svolge in considerazione delle condizioni di carico della sezione considerata, tra cui la presenza di edifici in adiacenza alla stazione metropolitana.

In particolare, data la sezione centrale del corpo stazione (figura 79), il Museo del Risorgimento e la Biblioteca Nazionale presentano una estensione di 91,5 m e 52 m, rispettivamente.

<b>Posizione nel modello</b>	<b>Entità [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>Estensione [m]</b>
Biblioteca Nazionale	40	52
Museo del Risorgimento	50	91,5
Destra (sovraccarico – ad esclusione della zona maggiorata)	20	Tutta la superficie
Sinistra (sovraccarico – ad esclusione della zona maggiorata)	20	Tutta la superficie
Soletta superficiale	20	Larghezza soletta

Tabella 15 – *Carichi superficiali*, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

Ai fini del calcolo degli spostamenti verticali del terreno, non viene considerata la sovraspinta sismica del terreno sulla parete interrata.

#### 7.1.4 Criteri di modellazione

In questo sottoparagrafo vengono descritti gli elementi impiegati per rappresentare le diverse parti strutturali, inoltre viene effettuato il confronto tra gli elementi strutturali modellati in Plaxis e in RS2. In particolare, vengono modellati solai, diaframmi, setti intermedi e puntoni.

La modellazione in Plaxis eseguita da Infra.To si basa sull'impiego dei seguenti comandi:

- elementi *plate* per diaframmi, solai e setti intermedi;
- elementi *fixed end anchor* per i puntoni.

I medesimi elementi vengono modellati in RS2 nel seguente modo:

- elementi *liner* per solai (ad eccezione del solettone di fondo) e puntoni;
- elementi di interfaccia strutturale per diaframmi, setti intermedi e solettone di fondo.

L'impiego del comando interfaccia strutturale per la realizzazione di detti elementi si deve al fatto che questo comando consente di modellare un supporto impermeabile, tramite l'applicazione di un giunto impermeabile. Pertanto, il comando di interfaccia strutturale viene impiegato per modellare le pareti di sostegno e il solettone di fondo, evitando infiltrazioni d'acqua all'interno dello scavo.

La rigidità di tali elementi strutturali viene valutata per metro lineare, tenendo conto delle sezioni trasversali di riferimento.

Un ulteriore criterio di modellazione riguarda la definizione della mesh. Nel caso di Plaxis viene impiegata una maglia di elementi triangolari a 15 nodi, mentre in RS2 viene utilizzata una mesh graduata – più fine in corrispondenza dello scavo – con elementi triangolari a 6 nodi. Purtroppo, RS2 non consente di modellare elementi triangolari con più di sei nodi, quindi tale mancanza è dovuta ad una carenza del software.

La condizione geostatica viene valutata attraverso un coefficiente di spinta a riposo ( $k_0$ ) calcolato con la relazione di Jaky:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\varphi' \quad (36)$$

Infine, in RS2 viene condotta un'analisi con flusso d'acqua in regime stazionario, imponendo opportune condizioni al contorno. In particolare, tramite il comando *zero pressure* viene definita la condizione di pressione atmosferica pari a zero ad ogni nuovo livello di scavo.

## 7.2 Fasi del modello

Una volta definite la sezione di calcolo e la geometria dello scavo (più la zona di influenza), i carichi, le condizioni al contorno e la mesh da impiegare, il passo successivo prevede l'implementazione delle diverse fasi costruttive in RS2.

Le fasi considerate sono le seguenti:

1. *Condizioni iniziali*: in questa fase viene modellata la sezione di scavo, unitamente ai carichi distribuiti superficiali (indicati in tabella 15), alle unità stratigrafiche U1, U2 e U5 (quando considerata), previa definizione delle caratteristiche geotecniche; inoltre, vengono applicate le condizioni di vincolo e assegnato il livello di falda.

Le unità geotecniche sono così distribuite:

- unità U1 – terreno superficiale: assegnata sino ad una profondità di -5,5 m da p.c.;
- unità U2 – ghiaia e sabbia: assegnata per una profondità maggiore di -5,5 m da p.c. e fino a -36 m, quando presente anche l'unità U5;
- unità U5 – Argille azzurre: viene inserita in un modello a parte, a causa dell'incertezza relativamente alla continuità e profondità di tale strato, come osservato dalle indagini geotecniche in situ.

A titolo di esempio si riportano delle immagini relative alla definizione dei parametri geotecnici dell'unità U2 in RS2. In particolare, figura 82 fa riferimento al caso in cui si adotta il legame costitutivo di Mohr – Coulomb (MC), mentre figura 83 al caso in cui si considera il legame costitutivo Hardening Soil (HS).

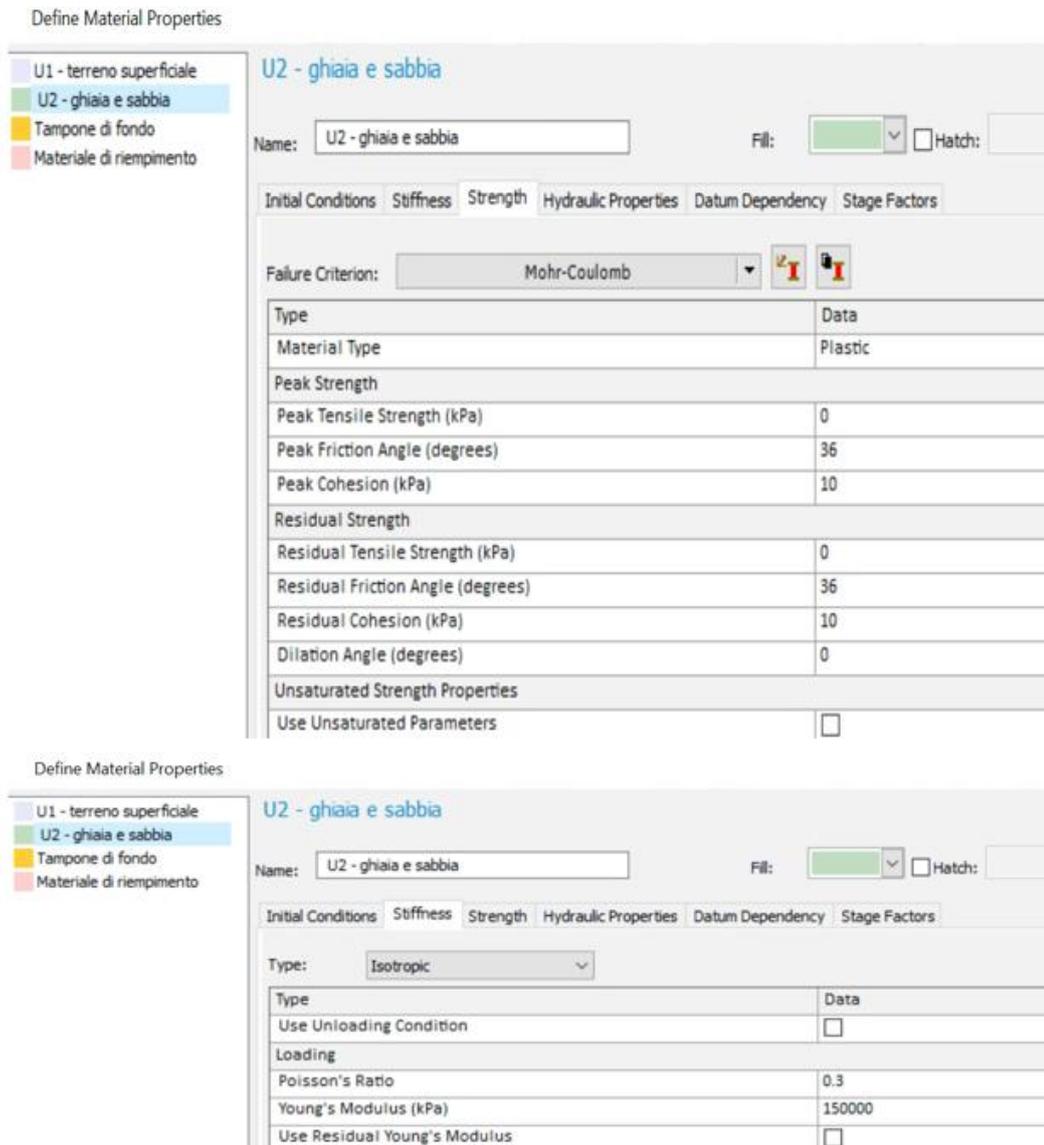


Figura 82 – Parametri di resistenza e rigidezza U2 – ghiaia e sabbia con MC

Inoltre, viene definito il campo tensionale (*field stress*) che consente di valutare le condizioni di sollecitazione iniziali nel terreno. Il campo di tensione può essere costante o gravitazionale; nel secondo caso la tensione varia linearmente con la profondità di scavo, scelta fatta in questo modello.

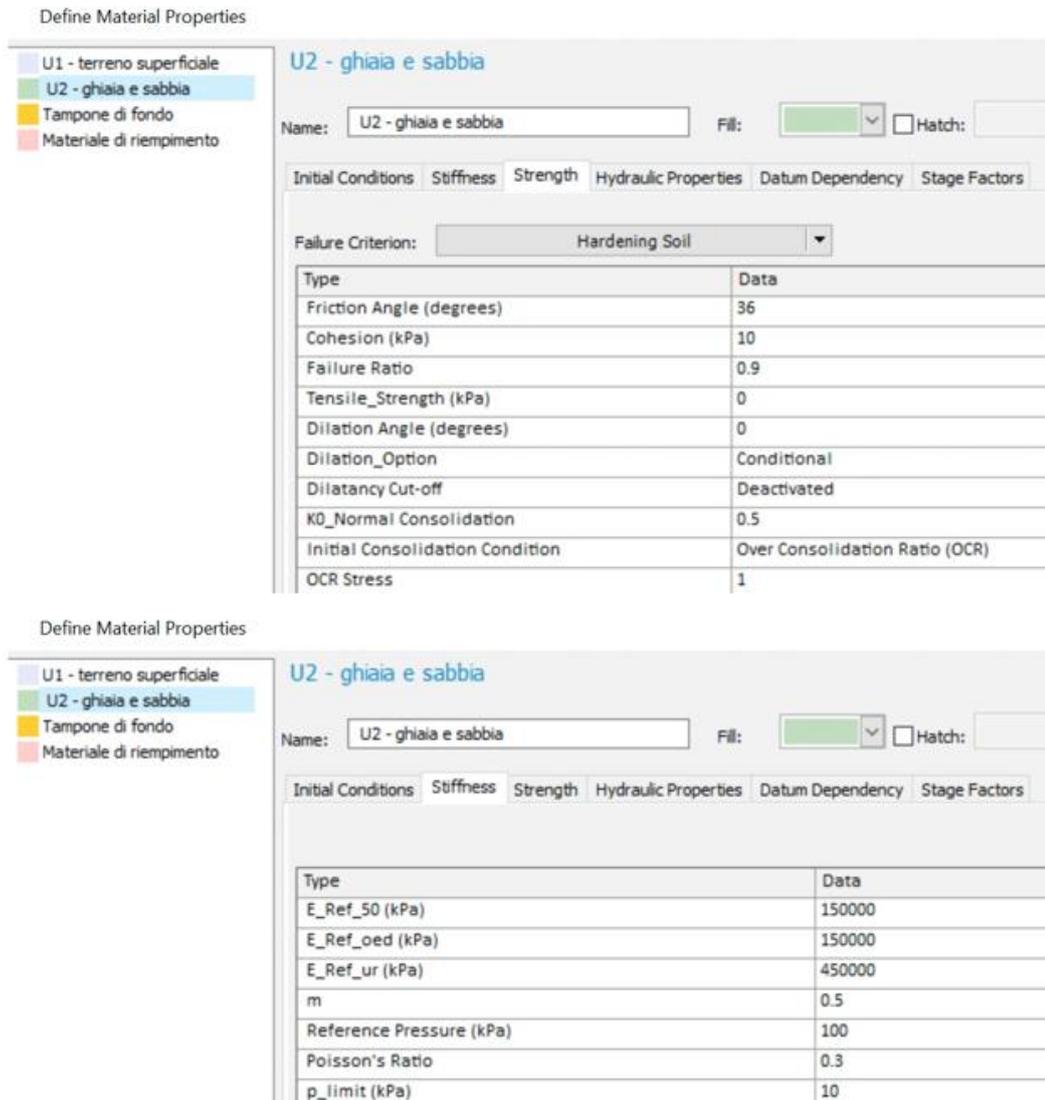


Figura 83 – Parametri di resistenza e rigidezza U2 – ghiaia e sabbia con HS

2. *Scavo preliminare*: in seguito agli sbancamenti e alla rimozione del manto stradale, è previsto lo scavo fino a quota intradosso solaio di copertura. Ciò è simulato nel modello applicando un contorno di scavo tramite il comando *add excavation*, essendo note le dimensioni dello scavo.
3. *Realizzazione tamponi di fondo, diaframmi e setti temporanei*: il tamponi di fondo è un trattamento di consolidamento del terreno che viene effettuato, nella situazione corrente, dal livello del fondo scavo per una dozzina di metri (come osservabile in figura 81). I diaframmi e i setti temporanei, illustrati in figura 81, sono modellati con il comando di interfaccia

strutturale precedentemente discusso, assegnando la sezione trasversale riportata di seguito.

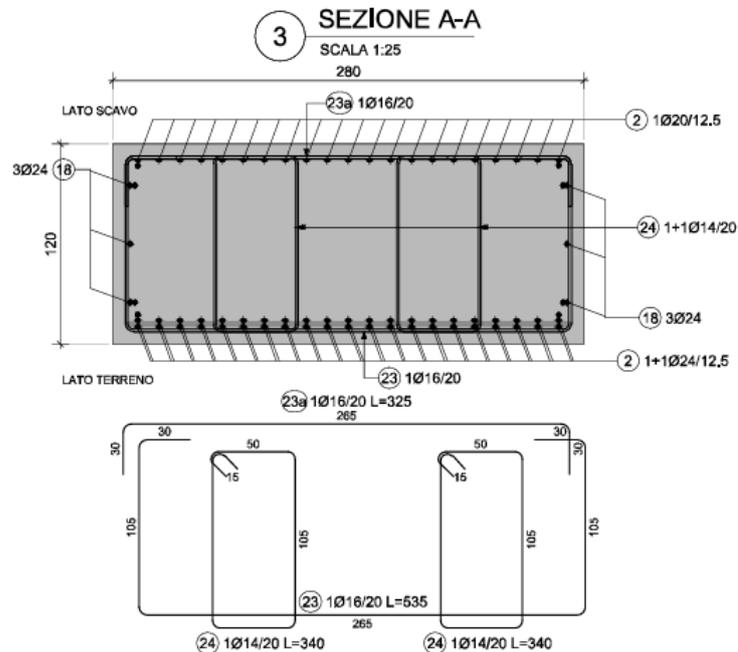


Figura 84 – Sezione trasversale e armatura diaframma perimetrale (Crova & Rizzo, 2022)

In alcune zone sono previste delle tasche di appoggio per l’inserimento dei solai intermedi, laddove la sezione presenta un restringimento. Tuttavia, la sezione viene modellata in modo costante con la profondità senza tener conto di questi restringimenti localizzati.

4. *Installazione solaio di copertura*: in questa fase viene definito e assegnato il liner in calcestruzzo armato della soletta di copertura, avente spessore pari a 80 cm. Il programma definisce in maniera automatizzata la rigidità dell’elemento. Inoltre, per simulare il vincolo d’appoggio in corrispondenza dei diaframmi perimetrali, viene impostato uno spostamento limite nei rispettivi nodi.

I parametri del calcestruzzo utilizzato vengono modificati mediante opportuni fattori correttivi in accordo alla normativa esistente, per cui  $f_{cd}$  e  $f_{ctd}$  sono stati valutati come segue:

$$f_{cd} = 0,85 * f_{ck}/1,5 \quad (37)$$

$$f_{ctd} = 0,70 * (0,30f_{ck}^{2/3})/1,5 \quad (38)$$

L'armatura, ricavata dalle tavole progettuali come nel caso del diaframma, viene predisposta all'interno della sezione trasversale definita nel liner.

5. *Scavo primo solaio intermedio*: in seguito della realizzazione del solaio di copertura, il modello procede con la modellazione dello scavo fino a intradosso primo solaio intermedio.

Per poter scavare sia in questa fase che nelle successive viene applicato un contorno di fase tramite il comando *add stage*, che permette di eseguire lo scavo sino alla profondità desiderata.

6. *Ripristino condizioni pre-scavo*: viene simulato il rinterro del terreno superficiale. Inoltre, viene applicato un sovraccarico di 20 kN/m<sup>2</sup> che simula il ripristino delle condizioni in superficie dopo le prime fasi di scavo.
7. *Installazione primo solaio intermedio*: in questa fase, viene assegnato il liner relativo al primo solaio intermedio, avente spessore pari ad un metro come gli altri solai intermedi. L'armatura viene ricavata dai disegni progettuali ed inserita nel liner.
8. *Scavo secondo solaio intermedio*.
9. *Installazione secondo solaio intermedio*.
10. *Scavo fino a primo livello puntone*: in questa fase viene effettuato lo scavo del terreno per poter installare il primo set di puntone.
11. *Installazione primo livello puntone*. A seguito dello scavo fino a quota designata, viene definito il liner per il puntone di primo livello. Si tratta di un puntone continuo, a differenza degli altri due livelli di puntone che vengono interrotti dai setti intermedi, avente un profilo tubolare di diametro 1016 mm e spessore 30 mm. Il tipo di acciaio è S355J0, avente un peso di 78 kN/m<sup>3</sup>, da cui viene calcolato il peso al metro lineare nota l'area del puntone. L'interasse medio è pari a circa 6 metri.

I parametri considerati nella modellazione vengono illustrati nella seguente figura.

**Puntone continuo**

Name:

Liner Type:

Type	Data
Initial Conditions	
Concrete Unit Weight (kN/m3)	25
Include Weight in Analysis	<input checked="" type="checkbox"/>
Reinforcement	
Reinforcement	<input checked="" type="checkbox"/>
Common Type	Select
Spacing (m)	6
Section Depth (m)	1.016
Area (m2)	0.09
Moment of Inertia (m4)	0.0113
Young's Modulus (kPa)	2.1e+08
Compressive Strength (kPa)	338000
Tensile Strength (kPa)	338000
Weight (kg/m)	702

Figura 85 – Caratteristiche puntone continuo primo livello

12. Scavo fino a secondo livello puntoni.

13. Installazione secondo livello puntoni: a differenza del primo livello di puntoni, il secondo e il terzo set sono spezzati dai setti temporanei. Essi hanno un profilo tubolare di diametro 833 mm e spessore 32 mm. L'interasse medio considerato è pari a 6 metri.

**Puntone spezzato**

Name:

Liner Type:

Type	Data
Initial Conditions	
Concrete Unit Weight (kN/m3)	25
Include Weight in Analysis	<input checked="" type="checkbox"/>
Reinforcement	
Reinforcement	<input checked="" type="checkbox"/>
Common Type	Select
Spacing (m)	6
Section Depth (m)	0.833
Area (m2)	0.0814
Moment of Inertia (m4)	0.00647
Young's Modulus (kPa)	2.1e+08
Compressive Strength (kPa)	338000
Tensile Strength (kPa)	338000
Weight (kg/m)	638.5

Figura 86 – Caratteristiche puntone spezzato secondo e terzo livello

14. *Scavo fino a terzo livello puntoni.*
15. *Installazione terzo livello puntoni.*
16. *Scavo fino al solettone di fondo.*
17. *Installazione solettone di fondo:* in questa fase viene definito il liner del solettone di fondo per il quale viene assunto uno spessore di 2 m. L'armatura viene assunta in funzione dei disegni progettuali. Inoltre, il liner viene utilizzato per definire una apposita interfaccia strutturale, allo scopo di creare una parete impermeabile all'acqua, al fine di evitare infiltrazioni all'interno dello scavo.
18. *Rimozione secondo e terzo livello puntoni:* tale rimozione è necessaria affinché sia facilitato lo scavo meccanizzato con TBM.
19. *Installazione terzo solaio intermedio.*
20. *Rimozione primo livello puntoni.*
21. *Riduzione proprietà meccaniche tampone di fondo:* in questa fase viene dimezzato il modulo di Young ( $E$ ) del tampone di fondo, allo scopo di simulare la riduzione delle sue proprietà meccaniche. Questo è possibile grazie al comando *stage factors*, che consente di diminuire o aumentare determinati parametri associati al terreno, nelle fasi desiderate.

Il seguente capitolo ha lo scopo di illustrare i risultati ottenuti tramite modello agli elementi finiti in RS2, mettendo in risalto il confronto tra i diversi modelli impiegati rispetto, ad esempio, ai valori di spostamento verticale del terreno in superficie. In tal senso, vengono riportati anche i calcoli effettuati mediante alcuni dei metodi empirici e semi empirici proposti nel capitolo 4.

## 8. RISULTATI

In questo capitolo vengono riportati i risultati dei diversi modelli numerici sviluppati in RS2 in merito allo spostamento verticale del terreno, la cui variabilità dipende principalmente dai modelli costitutivi impiegati (MC e HS), rispetto ai quali vengono eseguite analisi parametriche facendo variare i parametri delle unità stratigrafiche descritte nei capitoli precedenti. A partire dalle curve di subsidenza ricavate dalle analisi numeriche, vengono eseguite analisi di danneggiamento sugli edifici adiacenti allo scavo. Questo viene fatto tramite i grafici formulati da Boscardin e Cording (1989) e Burland (1995), che possono essere impiegati come indicatori del danno atteso sulla generica struttura.

Inoltre, per confronto, vengono illustrati i risultati ottenuti attraverso alcuni dei metodi empirici e semi empirici proposti in questo elaborato.

I modelli che vengono analizzati in questo elaborato sono i seguenti:

- Hardening Soil (U1, U2);
- Hardening Soil (U1, U2, U5);
- Mohr Coulomb – parametri ITO – (U1, U2);
- Mohr Coulomb – parametri ITO – (U1, U2, U5);
- Mohr Coulomb – parametri Barmax – (U1, U2);
- Mohr Coulomb – parametri Barmin – (U1, U2).

Per tutti i modelli, viene riportato l'andamento dello spostamento verticale ( $\delta_v$ ) in ciascuna fase di quattro punti rappresentativi, ovvero:

- (-146,2; 0): A - angolo sinistro del bordo superiore del contorno geometrico;
- (-20,5; 0): B – posizione posta a 50 cm a sinistra del bordo dello scavo;
- (20,5; 0): C - posizione posta a 50 cm a destra del bordo dello scavo;
- (146,2; 0): D - angolo destro del bordo superiore del contorno geometrico.

Le coordinate sopra elencate fanno riferimento ai punti illustrati in figura 87, che rappresenta la sezione di scavo del modello Hardening Soil (U1, U2, U5). In particolare, essa fornisce indicazioni anche relativamente allo sviluppo degli spostamenti verticali nella fase ultima di modellazione unitamente alla scala di intensità dei medesimi cedimenti.

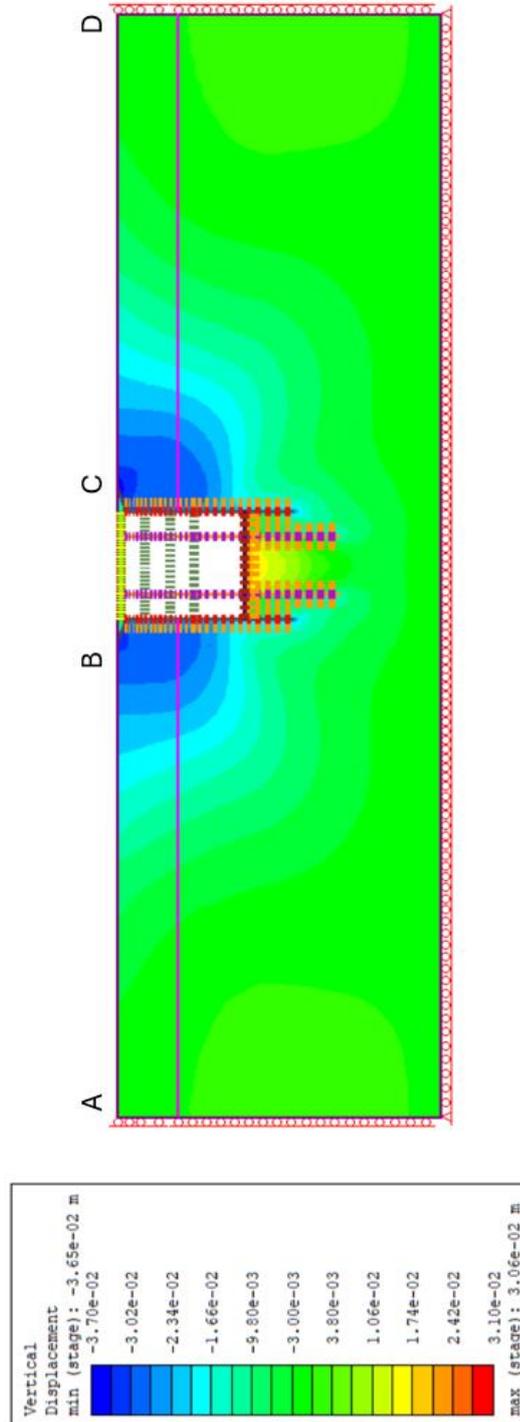


Figura 87 – Punti rappresentativi del cedimento nel modello numerico

Inoltre, noto che la sezione di studio considerata è quella che taglia trasversalmente il corpo centrale della stazione in mezzeria, come si riporta in figura 88, le distanze rispetto al Museo del Risorgimento e alla Biblioteca Nazionale dal corpo stazione vengono desunte.

La scelta di considerare la sezione di mezzeria ricade principalmente nel fatto che l'analisi viene condotta in campo bidimensionale, dunque, si ritiene che possa essere la più rappresentativa anche al fine di limitare eventuali effetti legati al comportamento tridimensionale – reale dell'opera.

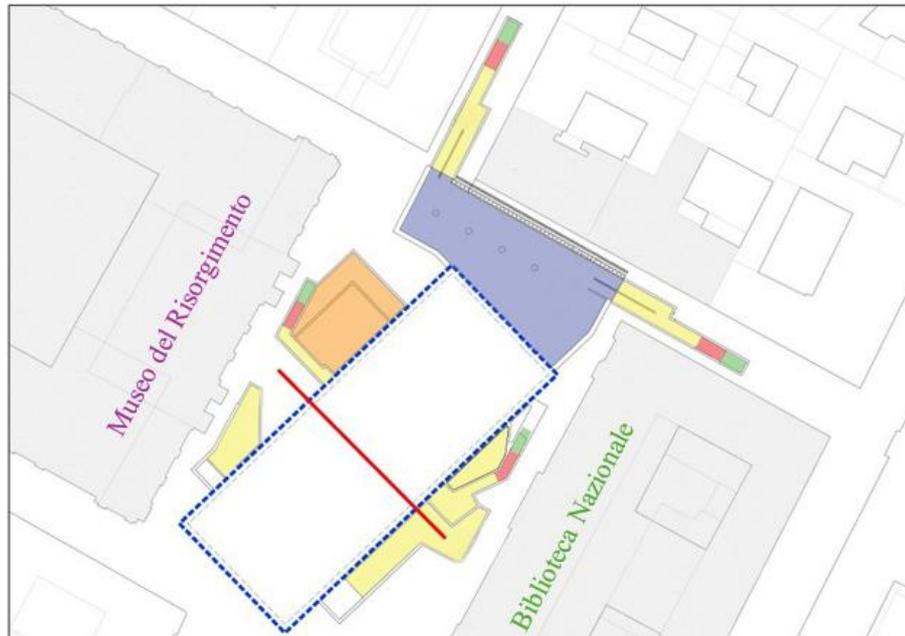


Figura 88 – Sezione rappresentativa corpo stazione, modificata da (Crova & Rizzo, 2022)

Nei paragrafi successivi vengono riportati i profili di spostamento ottenuti dalle analisi parametriche variando il modello costitutivo e la stratigrafia adottati.

I diagrammi riportano:

- spostamenti al piano campagna in quattro punti A, B, C e D (vedi figura 87) al procedere delle fasi di scavo – realizzazione dell'opera;
- profilo trasversale di subsidenza al termine dell'opera in corrispondenza del piano campagna e di possibili piani di fondazione del Museo del Risorgimento e della Biblioteca Nazionale; dunque, tali profili vengono ricavati ai seguenti livelli:
  1. piano campagna;
  2. fondazione strutture esistenti a -1,4 m da piano campagna;
  3. fondazione strutture esistenti a -4 m da piano campagna.

## 8.1 Hardening Soil (HS)

In primo luogo, vengono esaminati i risultati relativi ai modelli che impiegano un legame costitutivo per i terreni di tipo Hardening Soil (vedi figura 65).

I parametri impiegati in riferimento al modello costitutivo Hardening Soil sono illustrati nella tabella 14 al paragrafo 7.1.2.

### 8.1.1 HS – terreno superficiale (U1) e ghiaia mista a sabbia (U2)

I risultati proposti nelle figure successive, in questo paragrafo, si basano su un modello numerico che integra una stratigrafia con terreno superficiale (U1) e ghiaia con sabbia (U2), i cui parametri sono definiti attraverso il legame costitutivo Hardening Soil.

Il grafico nella figura seguente mostra l'andamento dello spostamento verticale dei punti A, B, C, D fase per fase a livello del piano campagna.

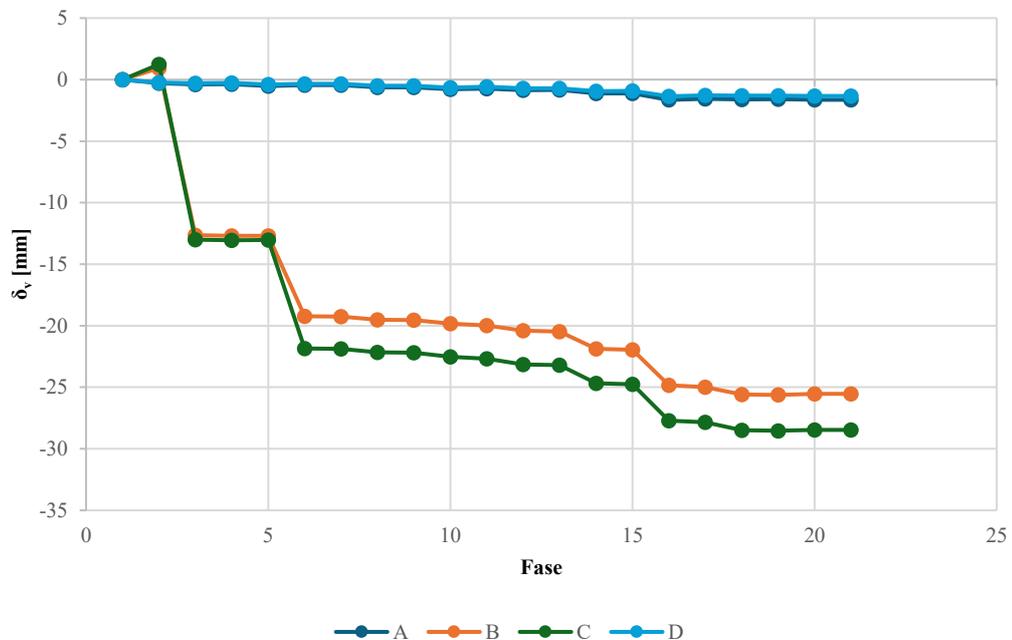


Figura 89 – Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.

Come ci si aspetta, l'andamento del cedimento ai bordi del contorno è trascurabile, mentre manifesta dei massimi nell'intorno dello scavo. In particolare, il cedimento massimo apprezzabile è circa pari a 30 mm, a 50 cm dal margine destro di scavo. La piccola variazione tra gli andamenti di B e C è riconducibile al sovraccarico applicato in superficie a partire dalla fase 6 (*Ripristino condizioni pre-scavo*). Invece, il rigonfiamento iniziale (spostamento verso l'alto – positivo) sembra essere riconducibile allo scavo sino a quota solaio di copertura, difatti, nel momento in cui vengono messe in opera le strutture di contenimento (diaframmi) si verifica un primo cedimento del terreno.

I grafici seguenti mostrano l'andamento del cedimento del terreno a sinistra e a destra dello scavo, per tutta la zona di influenza considerata, ai livelli menzionati nella parte introduttiva del capitolo.

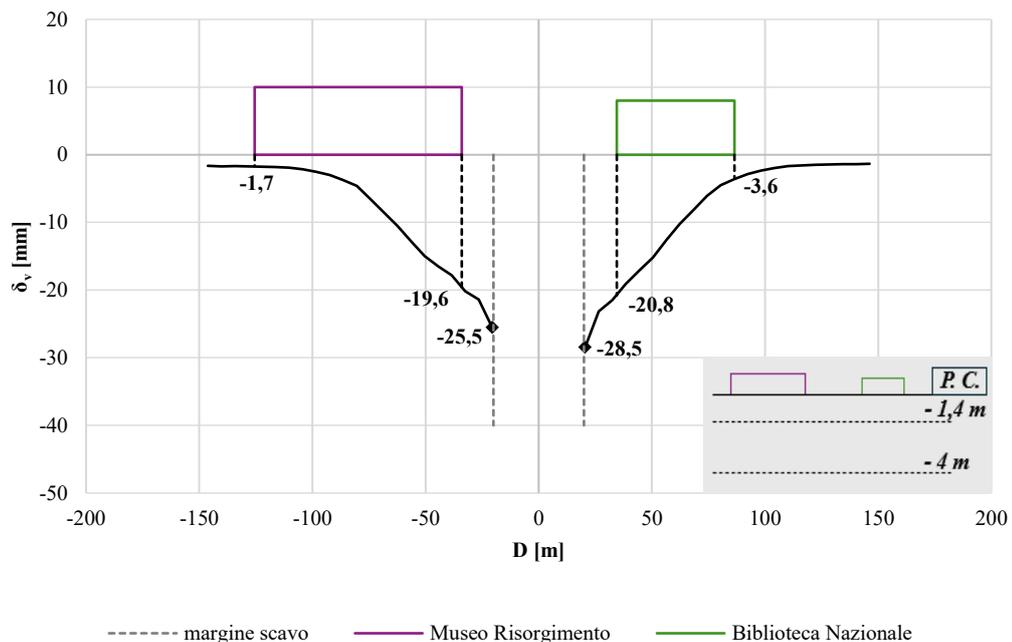


Figura 90 – Subsidenza fase ultima livello p.c.

Come per la figura precedente (figura 89), l'asimmetria tra le due serie di dati, nonostante la simmetria dello scavo, si deve all'introduzione del sovraccarico di 20 kN/m<sup>2</sup>. In particolare, la differenza tra i valori massimi è di 3 mm, essendo 25,5

mm e 28,5 mm i cedimenti massimi assoluti a 50 cm dal margine sinistro e destro di scavo, rispettivamente.

I grafici che seguono hanno lo scopo di mettere in luce, oltre che l'entità dello spostamento del terreno nell'intorno dello scavo, il cedimento in corrispondenza degli edifici situati in piazza Carlo Alberto, nella fattispecie il Museo del Risorgimento e la Biblioteca Nazionale.

Ipotizzando due diversi piani di fondazione, disposti alle quote di -1,4 m e -4 m da piano campagna, si illustrano i risultati riportati nei grafici di figure 91 e 92.

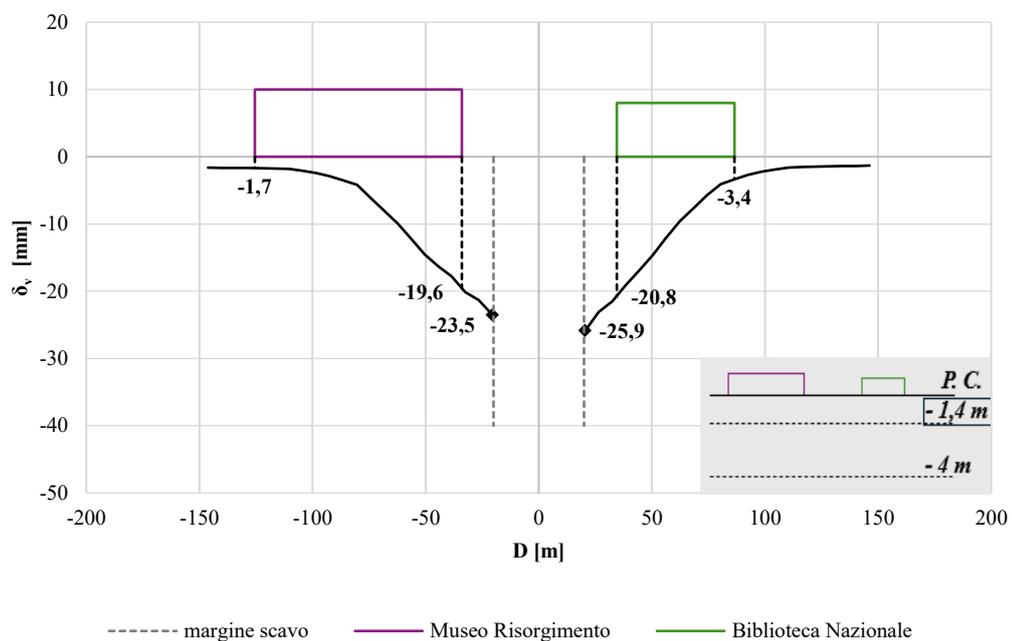


Figura 91 – Subsidenza fase ultima livello -1,4 m

Rispetto al Museo del Risorgimento (viola) si registra un cedimento massimo assoluto pari a 19,6 mm nelle vicinanze dello scavo, mentre nel bordo più distante si ha un valore assoluto di 1,7 mm. Invece, riferendosi alla Biblioteca Nazionale (verde) si ha un cedimento massimo assoluto di 20,8 mm, a dispetto del bordo più distante dallo scavo ove si registra un valore di 3,4 mm. Piuttosto, nell'intorno dei margini di scavo si registra una diminuzione rispetto ai valori illustrati in figura 90, infatti, presso il margine sinistro si ha un cedimento massimo di 23,5 mm, mentre presso il margine destro si ottiene 25,9 mm.

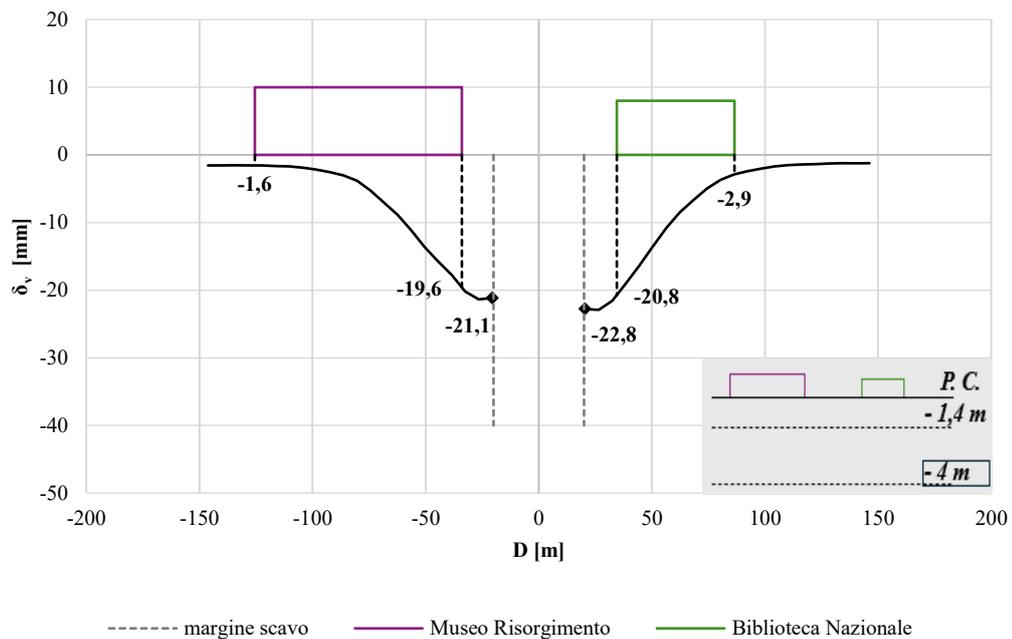


Figura 92 – Subsidenza fase ultima livello -4 m

Rispetto al piano di fondazione ultimo ipotizzato (-4 m da p.c.), si registrano valori massimi di cedimento assoluto a 50 cm dai margini di scavo pari a 21,1 mm (margine sinistro) e 22,8 mm (margine destro).

Come ci si aspetta, il cedimento tende a scemare con la profondità, in particolare nelle vicinanze del margine di scavo ove viene applicato il sovraccarico superficiale, infatti, si riscontra poca variabilità rispetto al cedimento in corrispondenza dei suddetti edifici tra i due livelli ipotizzati.

### 8.1.2 HS – terreno superficiale (U1), ghiaia mista a sabbia (U2) e Argille azzurre (U5)

I risultati proposti nelle figure successive, in questo paragrafo, si basano su un modello numerico che integra una stratigrafia con terreno superficiale (U1) e ghiaia con sabbia (U2), i cui parametri sono definiti attraverso il legame costitutivo Hardening Soil, unitamente alle Argille azzurre (U5), i cui parametri vengono

integrati nel modello di Mohr Coulomb. Infatti, mentre i parametri delle unità U1 e U2 relativi ad HS sono forniti dalla relazione geotecnica redatta dalla società Infra.To, con riferimento all'unità U5 vengono reperiti soltanto i parametri geotecnici da implementare in MC.

Come prima, il grafico nella figura seguente mostra l'andamento dello spostamento verticale dei punti A, B, C, D fase per fase a livello del piano campagna.

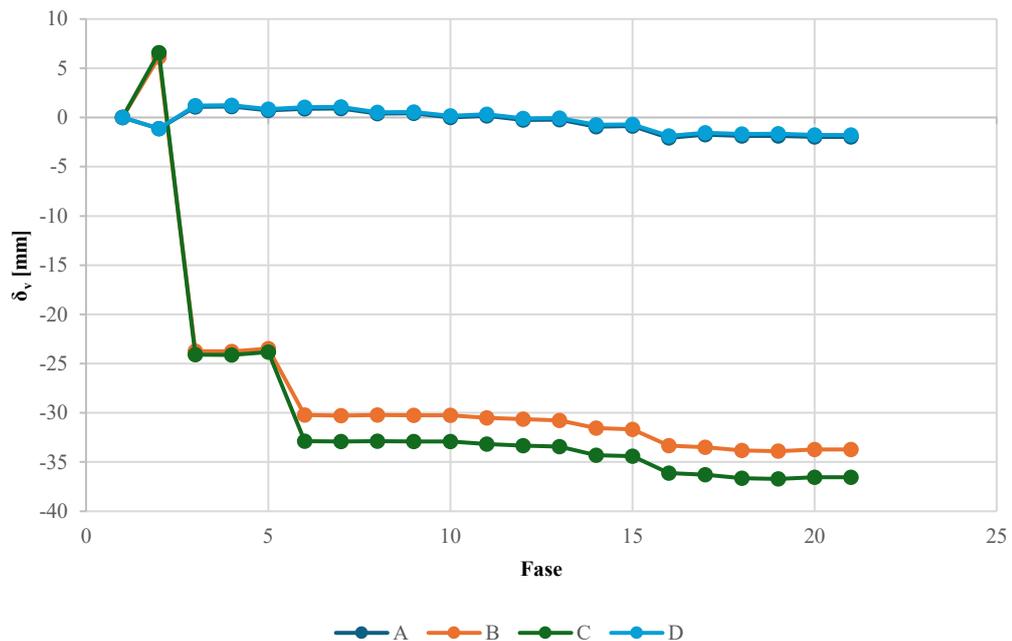


Figura 93 – Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.

In questo caso, si ha un cedimento massimo maggiore di 35 mm a 50 cm dal margine destro di scavo.

Rispetto al caso precedente, l'implementazione di una nuova stratigrafia, che vede l'unità U5 (Argille azzurre) posizionarsi a profondità maggiori di 36 m, accresce l'entità del cedimento.

I grafici seguenti mostrano l'andamento del cedimento del terreno a sinistra e a destra dello scavo, per tutta la zona di influenza considerata, a tre livelli.

Come prima, in primo luogo viene analizzato il grafico relativo alla curva di subsidenza a piano campagna; infine, vengono analizzati i grafici di cedimento alle seguenti due profondità.

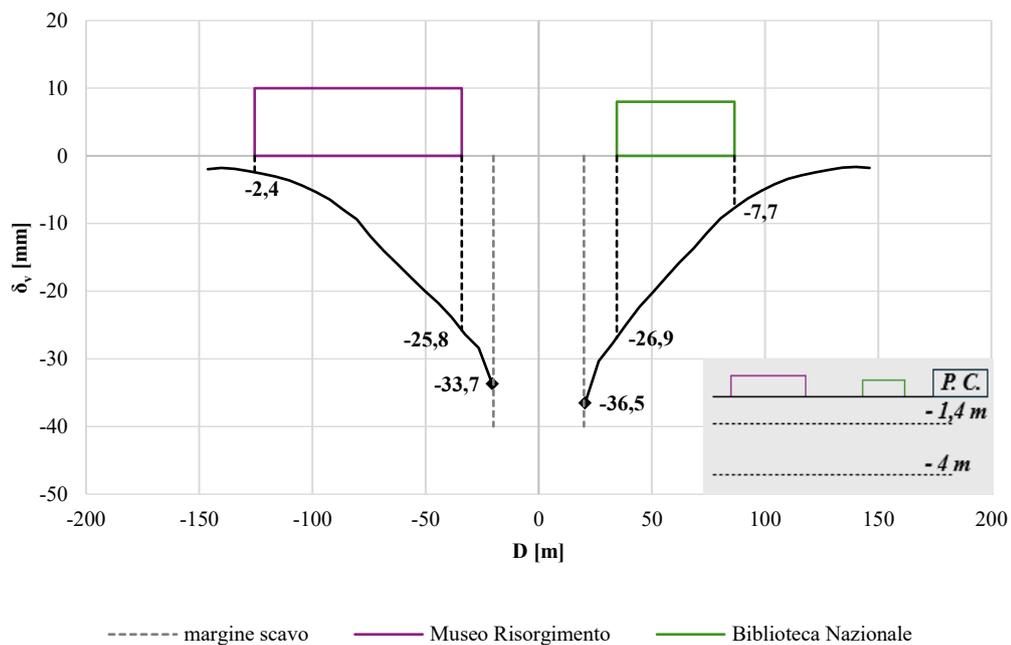


Figura 94 – Subsidenza fase ultima livello p.c.

Osservando figura 94, il massimo cedimento è pari a 36,5 mm a 50 cm a destra del margine di scavo e 33,7 mm a 50 cm dal margine sinistro.

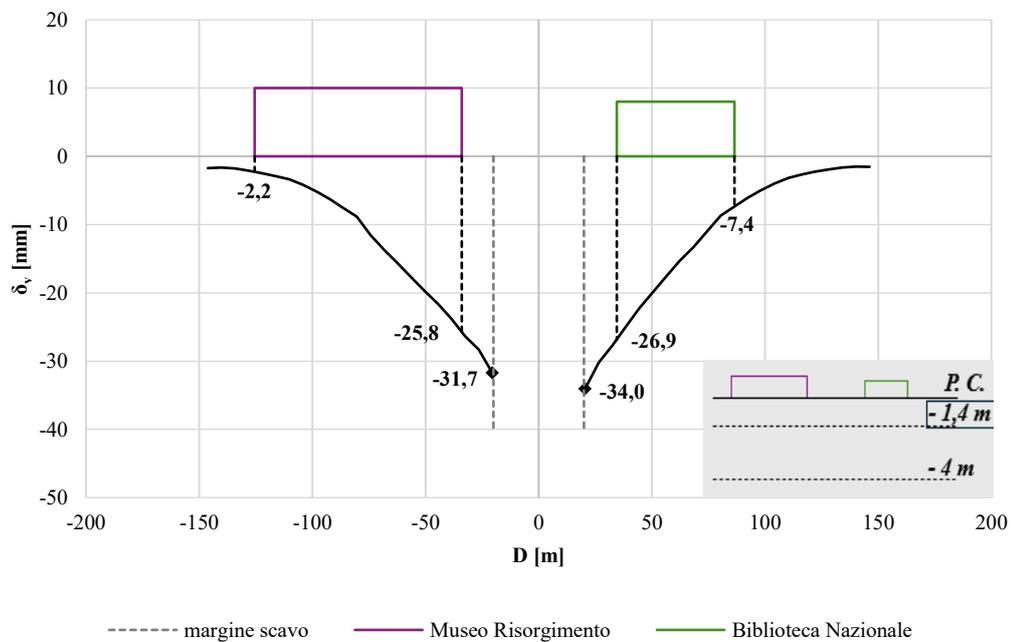


Figura 95 – Subsidenza fase ultima livello -1,4 m

Rispetto al Museo del Risorgimento (viola) si registra un cedimento massimo assoluto pari a 25,8 mm nelle vicinanze dello scavo, mentre nel bordo più distante si ha un valore assoluto di 2,2 mm. Invece, riferendosi alla Biblioteca Nazionale (verde) si ha un cedimento massimo assoluto di 26,9 mm, a dispetto del bordo più distante dallo scavo ove si registra un valore di 7,4 mm. Piuttosto, in corrispondenza dei margini di scavo si registra una diminuzione dei valori riportati in figura 94, infatti, presso il margine sinistro si ha un cedimento massimo di 31,7 mm, mentre presso il margine destro si ottiene 34 mm.

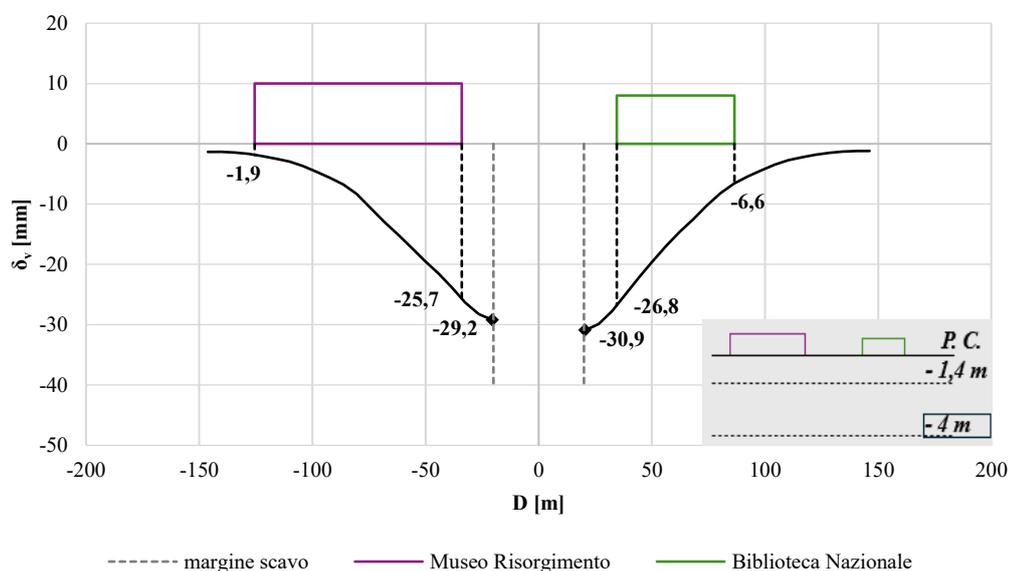


Figura 96 – Subsidenza fase ultima livello -4 m

Rispetto al piano di fondazione ultimo ipotizzato (-4 m da p.c.), si registrano valori massimi di cedimento assoluto ai margini di scavo pari a 29,2 mm (margine sinistro) e 30,9 mm (margine destro).

Come ci si aspetta, il cedimento tende a scemare con la profondità, in particolare nelle vicinanze del margine di scavo ove viene applicato il sovraccarico superficiale, infatti, si riscontra poca variabilità rispetto al cedimento in corrispondenza dei suddetti edifici tra i due livelli ipotizzati.

## 8.2 Mohr Coulomb (MC)

I parametri impiegati in riferimento al modello costitutivo elastico perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb sono illustrati nella tabella 13 del paragrafo 7.1.2.

### 8.2.1 ITO – terreno superficiale (U1) e ghiaia mista a sabbia (U2)

I risultati proposti nelle figure successive si basano sul modello numerico che integra una stratigrafia con terreno superficiale (U1) e ghiaia con sabbia (U2), i cui parametri vengono definiti nel legame costitutivo elastico perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb. In questo caso specifico vengono utilizzati i parametri relativi a ITO.

Il grafico nella figura seguente mostra l'andamento dello spostamento verticale dei punti A, B, C, D fase per fase a livello del piano campagna.

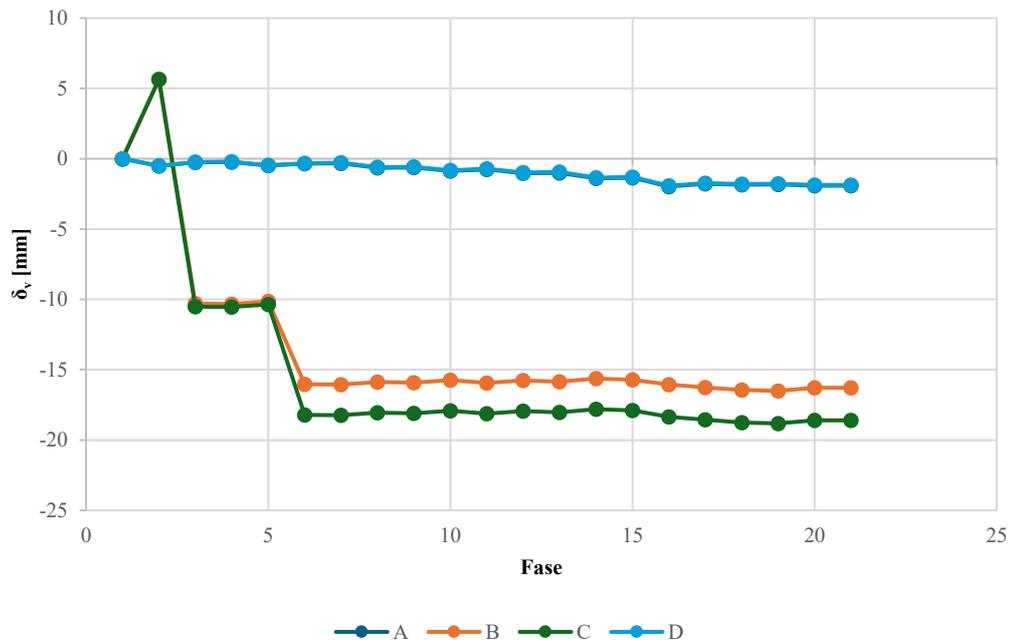


Figura 97 – Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.

Si può osservare una variazione netta in termini di valori di cedimento rispetto alle casistiche precedenti, infatti, il massimo cedimento non supera i 20 mm.

I grafici seguenti mostrano l'andamento del cedimento del terreno a sinistra e a destra dello scavo, per tutta la zona di influenza considerata, a tre livelli.

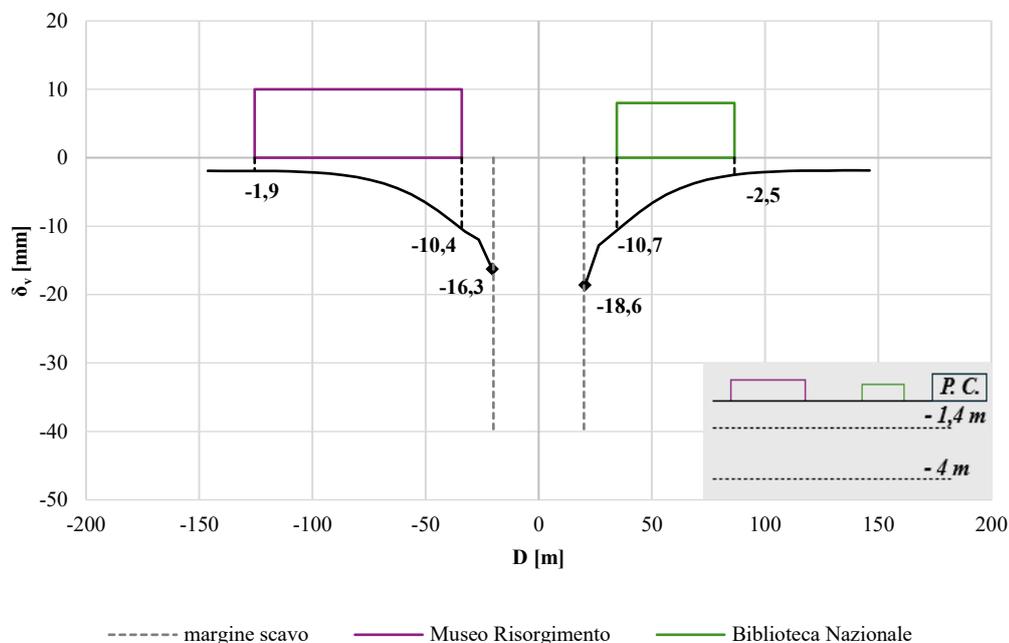


Figura 98 – Subsidenza fase ultima livello p.c.

A livello del piano campagna si registra uno spostamento verticale massimo del terreno pari a 18,6 mm a 50 cm dal margine destro di scavo, mentre è pari a 16,3 mm rispetto al margine sinistro.

I grafici che seguono hanno lo scopo di mettere in luce, oltre che l'entità dello spostamento del terreno nell'intorno dello scavo, il cedimento in corrispondenza degli edifici situati in piazza Carlo Alberto, nella fattispecie il Museo del Risorgimento e la Biblioteca Nazionale.

Ipotizzando due diversi piani di fondazione, disposti alle quote di -1,4 m e -4 m da piano campagna, si illustrano i risultati riportati nei grafici di figure 99 e 100. Soffermandosi sulla prima delle due figure, si ottiene un valore massimo di cedimento assoluto pari a 17,6 mm a 50 cm dal margine destro di scavo, mentre è pari a 15,5 mm rispetto al margine sinistro. Infine, i cedimenti massimi che si

manifestano in fondazione sono circa pari a 10 mm per entrambe le strutture (Museo del Risorgimento e Biblioteca Nazionale) nelle vicinanze dello scavo.

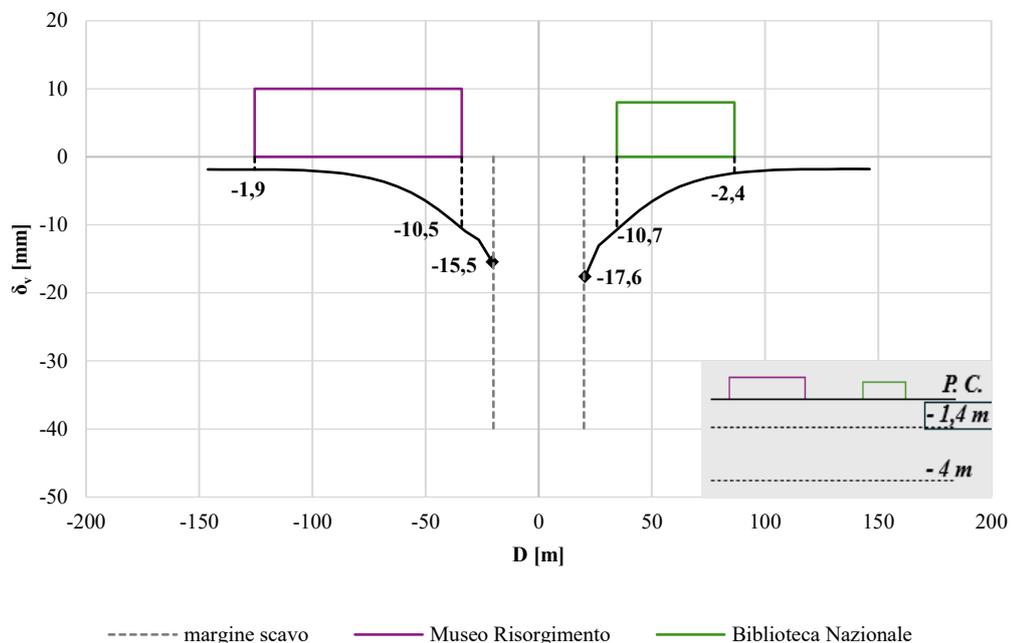


Figura 99 – Subsidenza fase ultima livello -1,4 m

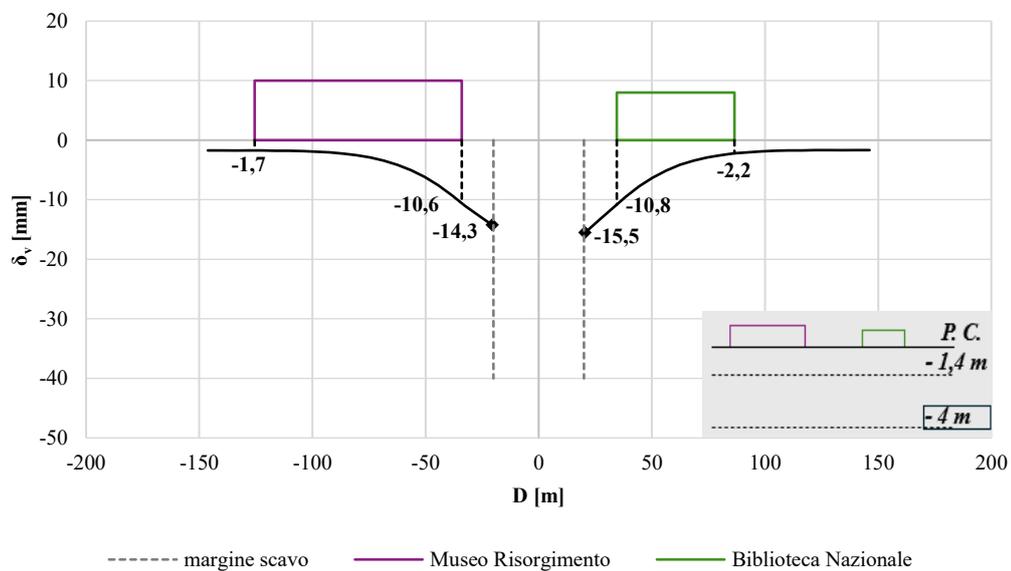


Figura 100 – Subsidenza fase ultima livello -4 m

Considerazioni simili possono farsi rispetto alla curva riportata in figura 100.

Infatti, si osservano valori simili ai precedenti (figura 99) in corrispondenza delle strutture esistenti; piuttosto, si registra una variazione compresa tra 1-2 mm presso i margini di scavo.

Come per i modelli precedenti, si osserva una diminuzione del valore di cedimento con la profondità. Tuttavia, si assiste ad un netto abbassamento di tali valori se paragonati con i modelli che impiegano il legame costitutivo Hardening Soil per il terreno.

### 8.2.2 Barmax – terreno superficiale (U1) e ghiaia mista a sabbia (U2)

I risultati proposti nelle figure successive si basano sul modello numerico che integra una stratigrafia con terreno superficiale (U1) e ghiaia con sabbia (U2), i cui parametri vengono definiti nel legame costitutivo elastico perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb. In questo caso specifico vengono utilizzati i parametri relativi a Barmax, dall'articolo di Barla & Barla (2012).

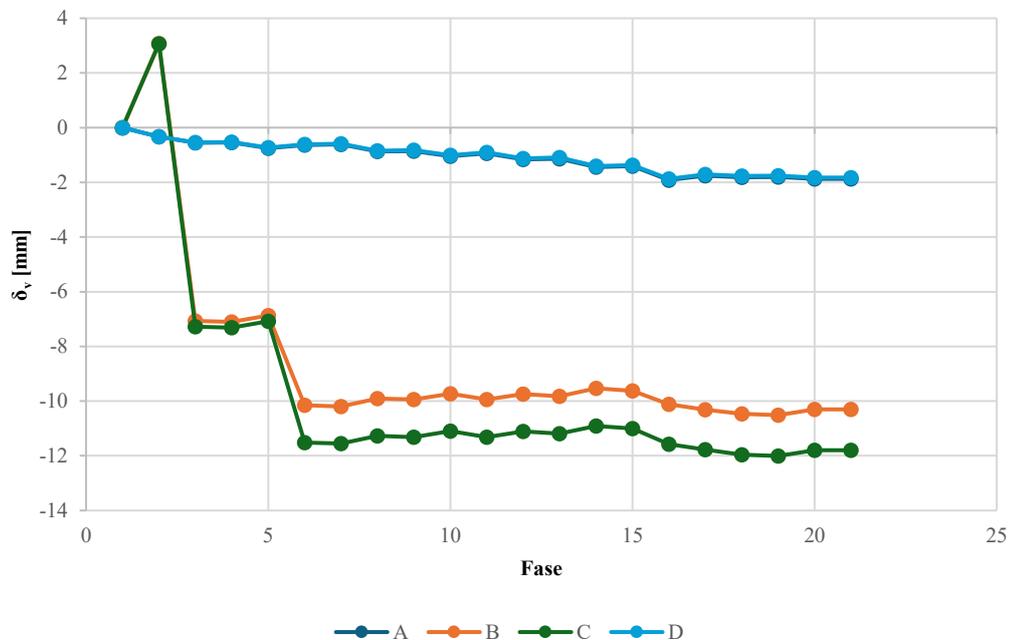


Figura 101 – Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.

Rispetto al modello proposto nel paragrafo precedente, si ha un innalzamento dei valori di cedimento dei punti di riferimento. In particolare, si registra un massimo a destra del margine di scavo pari a circa 12 mm.

La variazione dell'entità del cedimento è probabilmente da correlare all'aumento del modulo elastico delle unità U1 e U2 (vedi tabella 13).

I grafici seguenti mostrano l'andamento del cedimento del terreno a sinistra e a destra dello scavo, per tutta la zona di influenza considerata, a più livelli.

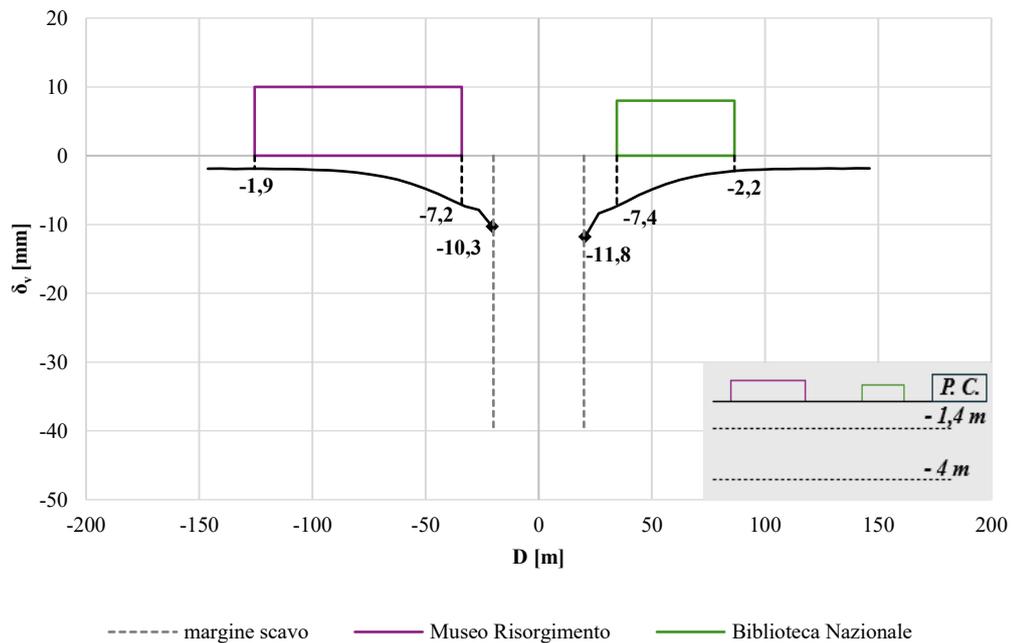


Figura 102 – Subsidenza fase ultima livello p.c.

A livello del piano campagna si registra un cedimento massimo di circa 12 mm. Tale valore tende a scemare con la profondità, come si può osservare dai grafici seguenti, che illustrano lo sviluppo del cedimento in corrispondenza dei livelli di fondazione ipotizzati.

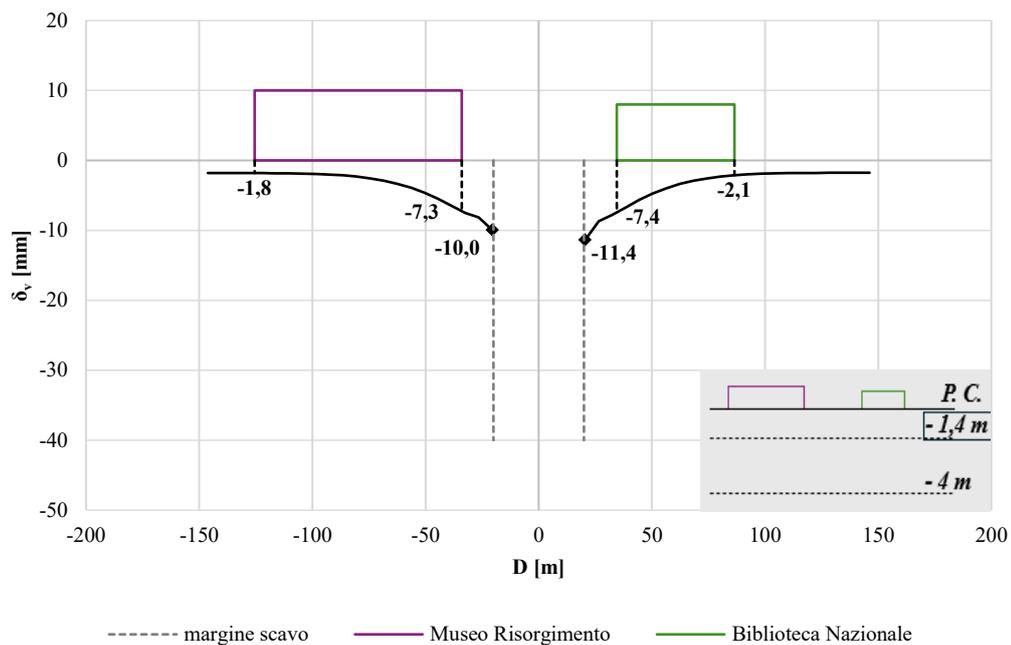


Figura 103 – Subsidenza fase ultima livello -1,4 m

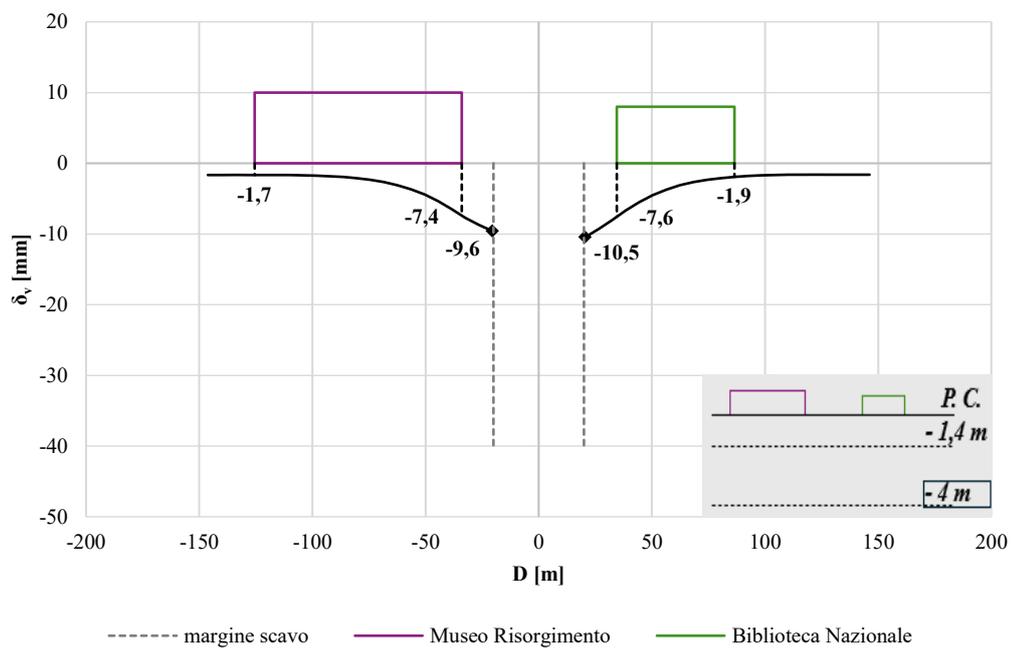


Figura 104 – Subsidenza fase ultima livello -4 m

Rispetto alle strutture analizzate, si hanno cedimenti massimi circa pari a 10 mm al livello ultimo di fondazione (-4 m) e sino ad 11,4 mm a quota -1,4 m (vedi figura 103 – Biblioteca Nazionale).

### 8.2.3 Barmin – terreno superficiale (U1) e ghiaia mista a sabbia (U2)

I risultati proposti nelle figure successive si basano sul modello numerico che integra una stratigrafia con terreno superficiale (U1) e ghiaia con sabbia (U2), i cui parametri vengono definiti nel legame costitutivo elastico perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb. In questo caso specifico vengono utilizzati i parametri relativi a Barmin, dall'articolo di Barla & Barla (2012).

Il grafico nella figura seguente mostra l'andamento dello spostamento verticale dei punti A, B, C, D fase per fase a livello del piano campagna.

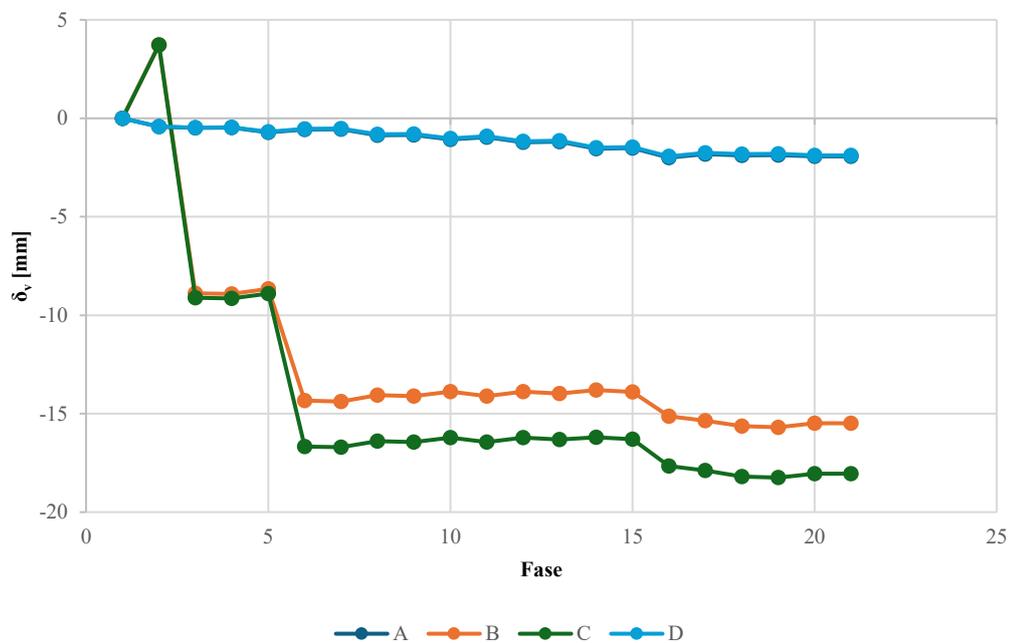


Figura 105 – Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.

Rispetto alla casistica precedente si può notare un aumento (in negativo) dei valori di cedimento, causa l'abbassamento del modulo elastico dei terreni U1 e U2 (vedi tabella 13). In particolare, il cedimento massimo si avvicina ai 20 mm a destra dello scavo e si aggira intorno ai 15 mm a sinistra dello stesso.

I grafici seguenti mostrano l'andamento del cedimento del terreno a sinistra e a destra dello scavo, per tutta la zona di influenza considerata, a tre livelli.

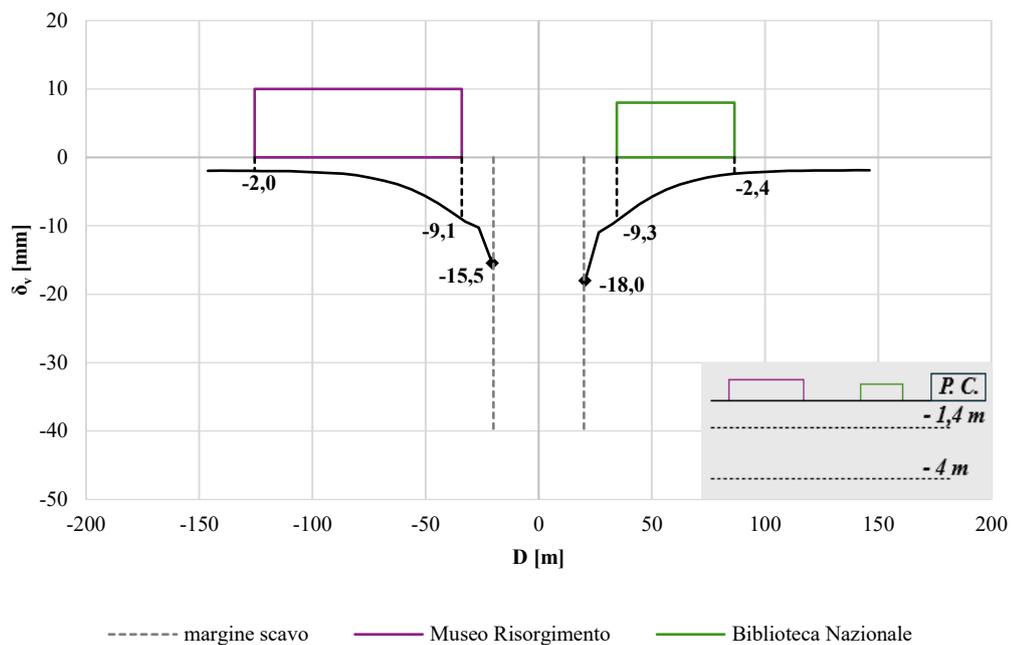


Figura 106 – Subsidenza fase ultima livello p.c.

Come illustrato in figura 106, a livello del piano campagna si ha un cedimento massimo pari a 18 mm. Nuovamente si assiste ad una diminuzione dei valori di cedimento con la profondità, come osservabile nelle seguenti figure.

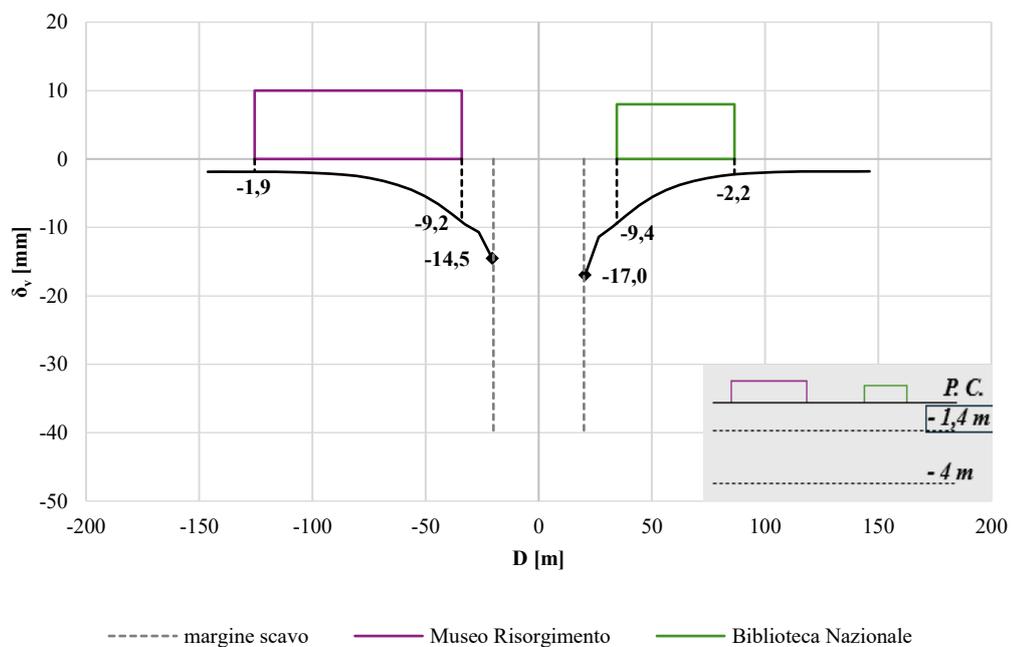


Figura 107 – Subsidenza fase ultima livello -1,4 m

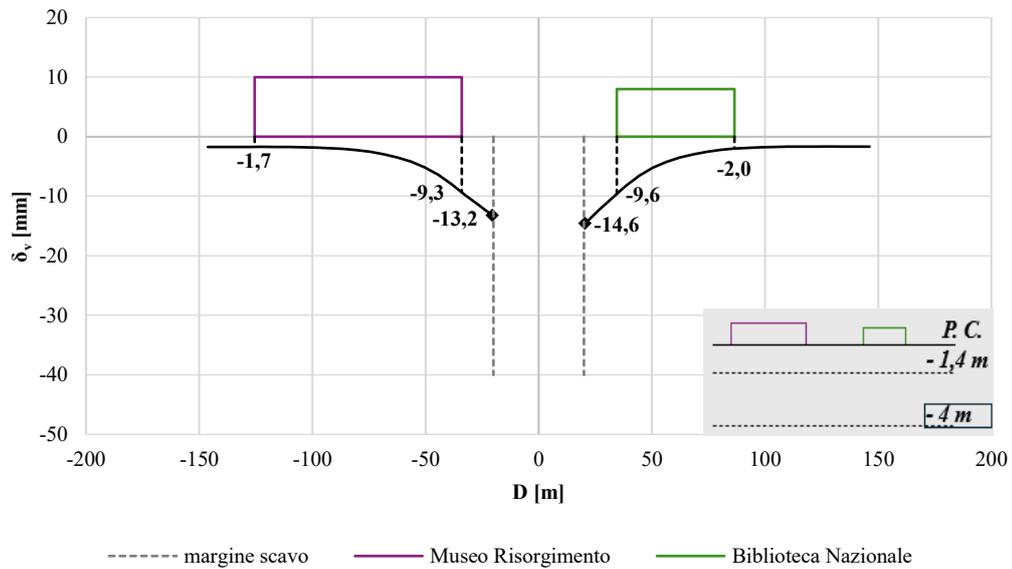


Figura 108 – Subsidenza fase ultima livello -4 m

Rispetto alle strutture analizzate, si hanno cedimenti massimi circa pari a 10 mm.

#### 8.2.4 ITO – terreno superficiale (U1), ghiaia mista a sabbia (U2) e Argille azzurre (U5)

I risultati proposti nelle figure successive si basano sul modello numerico che integra una stratigrafia con terreno superficiale (U1), ghiaia con sabbia (U2) e Argille Azzurre (U5), i cui parametri vengono definiti nel legame costitutivo alla Mohr Coulomb. In questo caso specifico vengono utilizzati i parametri relativi a ITO (vedi tabella 13).

Il grafico nella figura seguente mostra l'andamento dello spostamento verticale dei punti A, B, C, D fase per fase a livello del piano campagna.

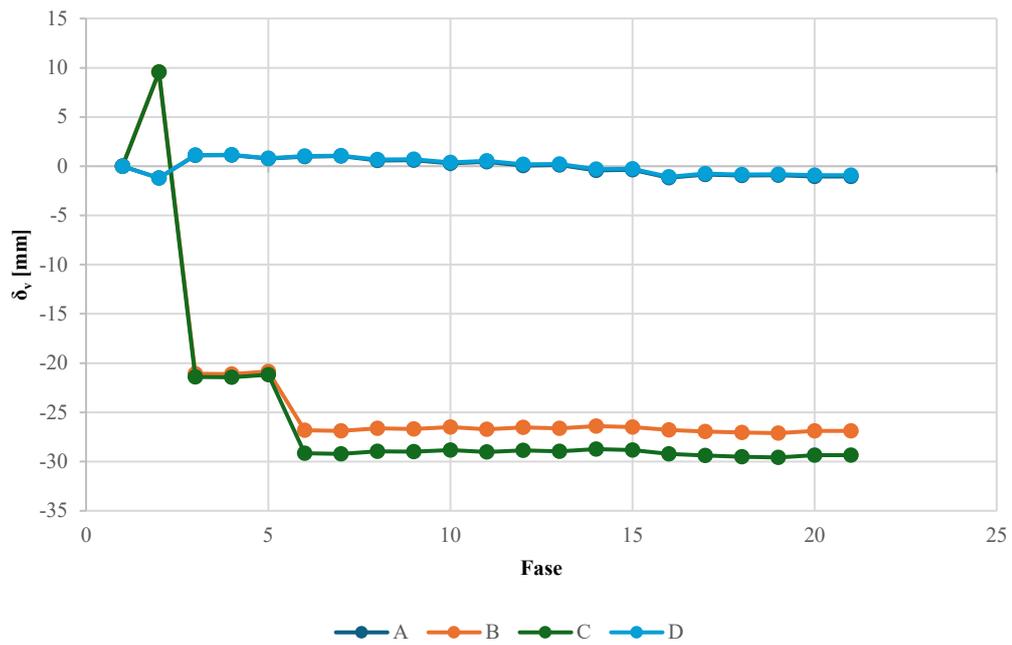


Figura 109 – Confronto subsidenza di 4 punti caratteristici livello p.c.

Osservando figura 109, si può osservare un aumento dei valori di cedimento dell'ordine di diversi millimetri rispetto alle casistiche che non includono l'unità U5 e che impiegano un modello costitutivo elasto plastico alla Mohr Coulomb.

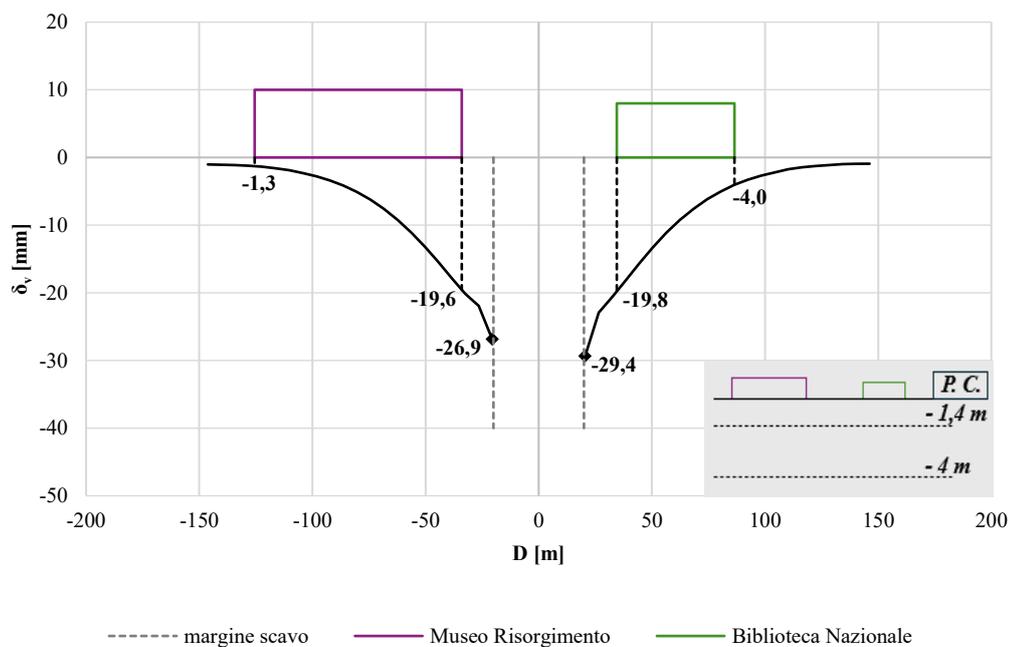


Figura 110 – Subsidenza fase ultima livello p.c.

Come predetto, il cedimento massimo è pari a 29,4 mm a destra dello scavo. Pertanto, rispetto al medesimo modello che non tiene conto di U5 – Argille Azzurre (modello ITO senza argilla, paragrafo 8.2.1) si ha un aumento del cedimento di circa 10 mm.

Infine, si riportano i grafici ai due livelli ipotizzati per la fondazione, per i quali, come ci si aspetta, il cedimento diminuisce con la profondità e, nuovamente, i valori hanno uno scarto di circa 10 mm rispetto alle figure medesime del modello ITO senza argilla, relativo al paragrafo 8.2.1. In particolare, rispetto ai livelli di fondazione ipotizzati per il Museo del Risorgimento e la Biblioteca Nazionale, si registrano cedimenti massimi assoluti di circa 20 mm.

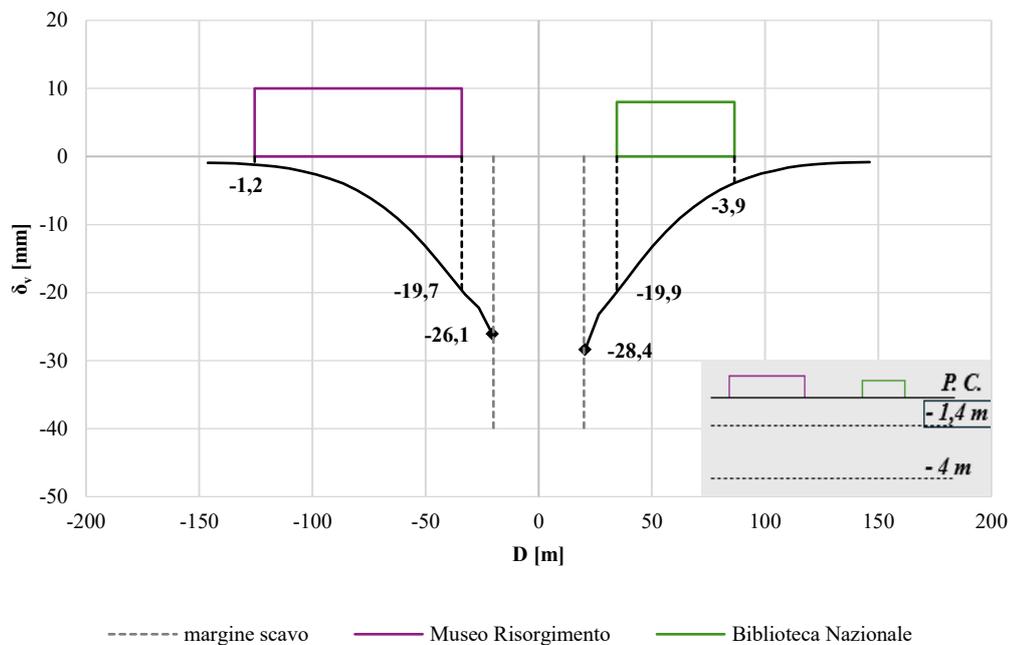


Figura 111 – Subsidenza fase ultima livello  $-1,4$  m

Segue il grafico relativo alla conca di subsidenza a livello dell'ultimo piano di fondazione ipotizzato (vedi figura 112), per il quale valgono le considerazioni fatte poc'anzi.

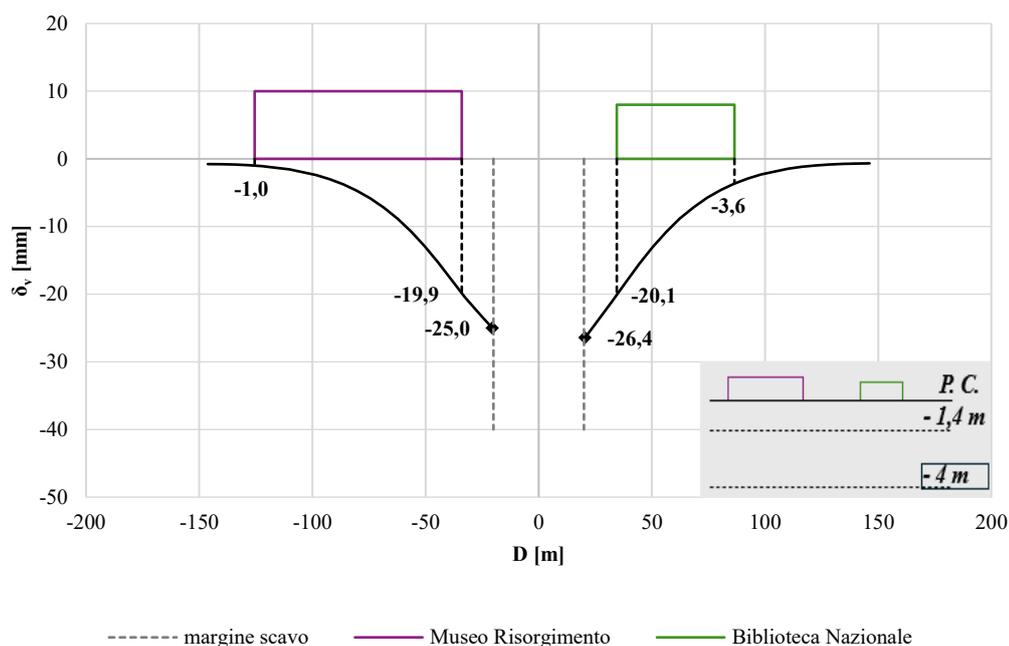


Figura 112 – Subsidenza fase ultima livello -4 m

### 8.3 Confronto riepilogativo grafici di subsidenza e stima del danno atteso

Mentre nei paragrafi precedenti vengono esaminati i grafici di subsidenza per ciascun modello singolarmente, questo paragrafo ha lo scopo di illustrare il confronto tra i grafici precedentemente esposti – a varie profondità – allo scopo di evidenziare la variabilità dei dati in funzione del legame costitutivo e della stratigrafia adottati. Pertanto, i seguenti grafici mostrano il confronto rispetto al cedimento del terreno con la distanza dallo scavo per i seguenti modelli:

- Hardening Soil (U1, U2);
- Hardening Soil (U1, U2, U5);
- Mohr Coulomb – parametri ITO – (U1, U2);
- Mohr Coulomb – parametri ITO – (U1, U2, U5);
- Mohr Coulomb – parametri Barmax – (U1, U2);
- Mohr Coulomb – parametri Barmin – (U1, U2).

Il confronto tra i grafici di detti modelli viene illustrato in funzione delle profondità esaminate, partendo da piano campagna.

Osservando la seguente figura, si può notare che vi è una variazione piuttosto marcata tra i modelli che adottano un legame costitutivo del tipo HS rispetto a quelli che impiegano un legame tipo MC. In modo particolare, si nota che i modelli in cui il terreno viene rappresentato mediante HS manifestano cedimenti più elevati. Tale comportamento è da ricondursi molto probabilmente al comportamento del terreno quando modellato con HS, che integra un comportamento elasto-plastico non lineare in cui i moduli di rigidezza variano in funzione del livello tensionale. Ciò consente di ottenere risultati più verosimili rispetto ai modelli con MC, il quale tende spesso a sottostimare l'entità del cedimento e, ad ogni modo, non tiene correttamente conto del reale comportamento del terreno.

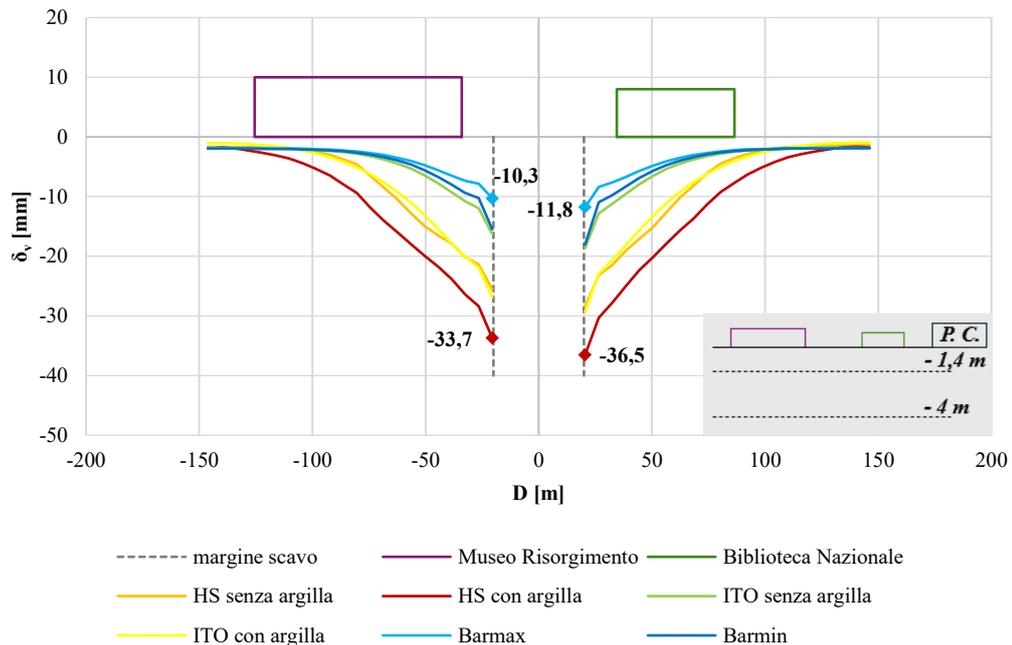


Figura 113 – Confronto subsidenza livello p.c.

In particolare, il modello da cui si ottiene il cedimento maggiore è *HS con argilla*, che fornisce un valore massimo di circa 36 mm in prossimità del margine destro di

scavo. Piuttosto, il modello da cui si ricava il cedimento più basso è *Barmax*, in cui viene impiegato Mohr Coulomb. In tal caso si ottiene un valore massimo nell'intorno di 12 mm a destra dello scavo, con uno scarto di circa 24 mm.

Di seguito vengono riportati i medesimi grafici ai livelli sottostanti, ove si ipotizza il livello di fondazione degli edifici esistenti in adiacenza allo scavo in Piazza Carlo Alberto, tra cui il Museo del Risorgimento e la Biblioteca Nazionale. Dunque, si illustrano i grafici di subsidenza rispettivamente ai livelli di -1,4 m e -4 m, con le dovute differenze.

Nell'ipotesi di adottare un piano di fondazione alla quota di -1,4 m da piano campagna (figura 114), si ottiene un cedimento massimo di circa 34 mm in prossimità dello scavo (*HS con argilla*); tuttavia, per eseguire una analisi di danneggiamento, si considera il cedimento massimo in corrispondenza degli edifici adiacenti, altresì il cedimento differenziale e la distorsione angolare. I valori di tali parametri deformativi sono riassunti in tabella 16. Piuttosto, i valori ottenuti per la deformazione orizzontale, utile per i grafici di danneggiamento, sono illustrati in tabella 17.

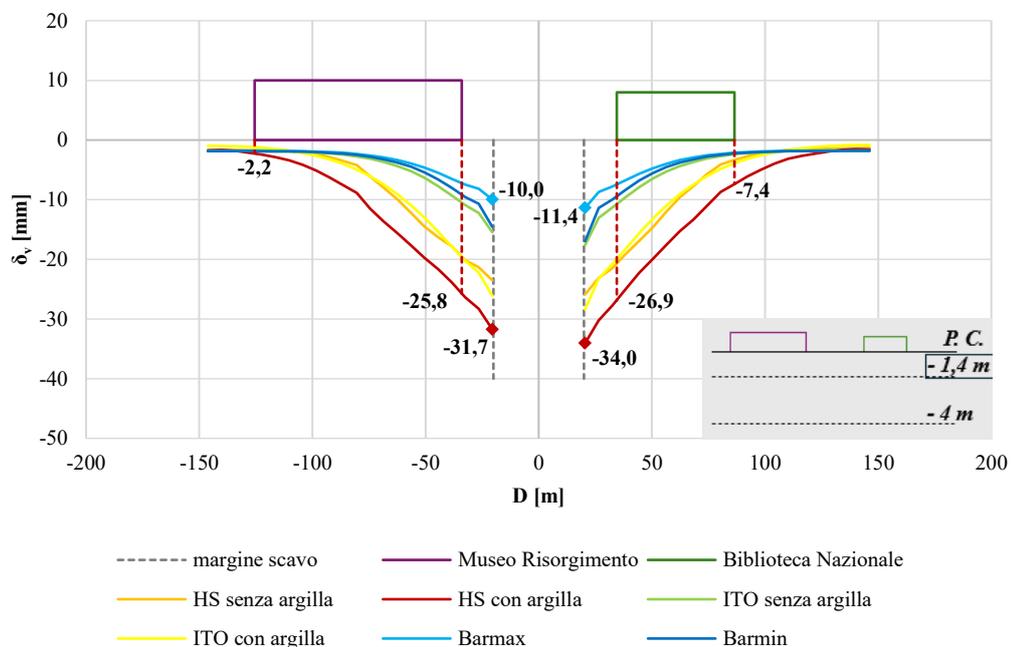


Figura 114 – Confronto subsidenza livello -1,4 m

Nell'ipotesi di adottare un piano di fondazione alla quota di -4 m da piano campagna (figura 115), si ottiene un cedimento massimo di circa 31 mm in prossimità del margine destro di scavo (*HS con argilla*).

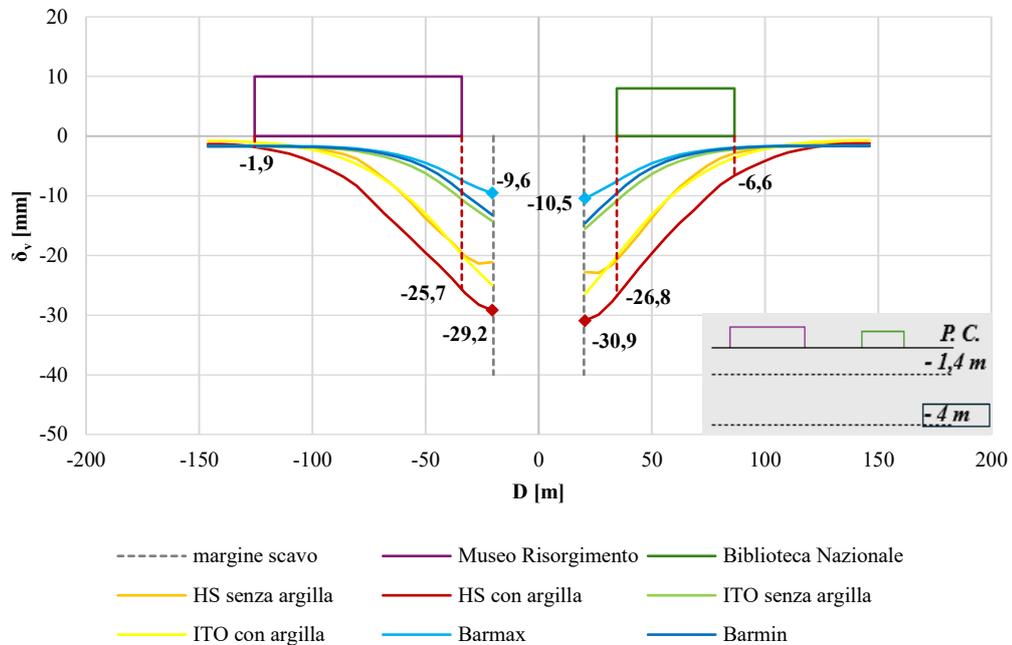


Figura 115 – Confronto subsidenza livello -4 m

I valori dei parametri deformativi che si ottengono in funzione dei cedimenti a livello dell'ultimo piano di fondazione ipotizzato (-4 m) sono riassunti in tabella 18; inoltre, i valori di deformazione orizzontale vengono illustrati, come per il caso precedente, in tabella 17.

I valori dei suddetti parametri sono desunti a partire dai modelli numerici analizzati, tuttavia, bisogna tener conto che le analisi numeriche sono eseguite in campo bidimensionale, per cui i valori ottenuti per ciascun parametro deformativo possono essere affetti da problematiche legate alla simulazione approssimativa del fenomeno.

<i>Modello</i>	<i>Edificio</i>	<i>L [m]</i>	<i>x [m]</i>	<i><math>\delta_{vass}</math> [mm]</i>	<i><math>\delta_{vd}</math> [mm]</i>	<i><math>\beta [10^{-3}]</math></i>
HS senza argilla	Museo del Risorgimento	91,5	-34	19,6	17,9	0,196
			-125,5	1,7		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	20,8	17,4	0,335
			86,5	3,4		
HS con argilla	Museo del Risorgimento	91,5	-34	25,8	<b>23,6</b>	<b>0,258</b>
			-125,5	2,2		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	26,9	<b>19,5</b>	<b>0,375</b>
			86,5	7,4		
ITO senza argilla	Museo del Risorgimento	91,5	-34	10,5	8,6	0,094
			-125,5	1,9		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	10,7	8,3	0,160
			86,5	2,4		
Barmax	Museo del Risorgimento	91,5	-34	7,3	<b>5,5</b>	<b>0,060</b>
			-125,5	1,8		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	7,4	<b>5,3</b>	<b>0,102</b>
			86,5	2,1		
Barmin	Museo del Risorgimento	91,5	-34	9,2	7,3	0,080
			-125,5	1,9		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	9,4	7,2	0,138
			86,5	2,2		
ITO con argilla	Museo del Risorgimento	91,5	-34	19,7	18,5	0,202
			-125,5	1,2		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	19,9	16	0,308
			86,5	3,9		

Tabella 16 – Calcolo  $\delta_{vd}$  e  $\beta$  livello -1,4 m

In riferimento al Museo del Risorgimento e alla Biblioteca Nazionale, considerando la sezione centrale dello scavo, si ottengono gli spostamenti assoluti e differenziali riportati nella precedente tabella, essendo  $\delta_{vass}$  e  $\delta_{vd}$  i cedimenti verticali assoluti e differenziali, rispettivamente. Inoltre, la distorsione angolare ( $\beta$ ) viene calcolata in

funzione del cedimento differenziale e della lunghezza ( $L$ ) della struttura, con la seguente equazione:

$$\beta = \delta_{vd}/L \quad (39)$$

Soffermandosi sulla tabella 16, si nota che sia in termini di cedimenti che di  $\beta$  il modello *HS con argilla* fornisce i valori più elevati pari a:

- Museo del Risorgimento:  $\delta_{vd} = 23,6$  mm e  $\beta = 0,258 \cdot 10^{-3}$ ;
- Biblioteca Nazionale:  $\delta_{vd} = 19,5$  mm e  $\beta = 0,375 \cdot 10^{-3}$ .

Invece, i valori minimi dei precedenti parametri deformativi, che fanno riferimento al modello *Barmax*, sono:

- Museo del Risorgimento:  $\delta_{vd} = 5,5$  mm e  $\beta = 0,060 \cdot 10^{-3}$ ;
- Biblioteca Nazionale:  $\delta_{vd} = 5,3$  mm e  $\beta = 0,102 \cdot 10^{-3}$ .

Tali valori permettono di collocare la struttura in una determinata fascia di danno, in funzione del tipo di criterio o classificazione considerata.

Calcolando la deformazione orizzontale indotta dallo scavo sull'edificio ( $\varepsilon_h$ ), essendo noti i valori di  $\beta$ , si può ricorrere al criterio di danno di Boscardin & Cording (1989) per definire il danno atteso su un edificio.

Essendo ormai noto che il modello *HS con argilla* fornisce i valori più alti dei suddetti parametri, i valori rappresentativi di  $\varepsilon_h$  vengono desunti da detto modello considerando la deformazione orizzontale di trazione maggiore al di sotto di ciascuna struttura, a ciascun livello di fondazione ipotizzato.

I valori di  $\varepsilon_h$  ricavati dal modello applicando una query in più punti al di sotto della struttura esaminata sono illustrati nella seguente tabella.

<b>Edificio</b>	<b>quota da p.c. [m]</b>	<b><math>\varepsilon_h</math> [<math>10^{-3}</math>]</b>
Museo del Risorgimento	-1,4	0,9140
	-4	0,4430
Biblioteca Nazionale	-1,4	0,5100
	-4	0,6260

Tabella 17 – Valori di  $\varepsilon_h$

La direzione dell'asse principale della stazione è inclinato rispetto allo sviluppo planimetrico di piazza Carlo Alberto, ne consegue che gli edifici analizzati hanno distanze diverse dall'opera sotterranea a seconda della posizione della sezione considerata. In questo elaborato, trattandosi di un modello bidimensionale, si ritiene opportuno considerare la sezione centrale come la più rappresentativa per tali aspetti; tuttavia, variando la sezione di analisi, ci si aspetta valori differenti per i parametri deformativi analizzati.

Dunque, segue la rappresentazione nel grafico di Boscardin & Cording (1989), il cui metodo è illustrato in figura 21.

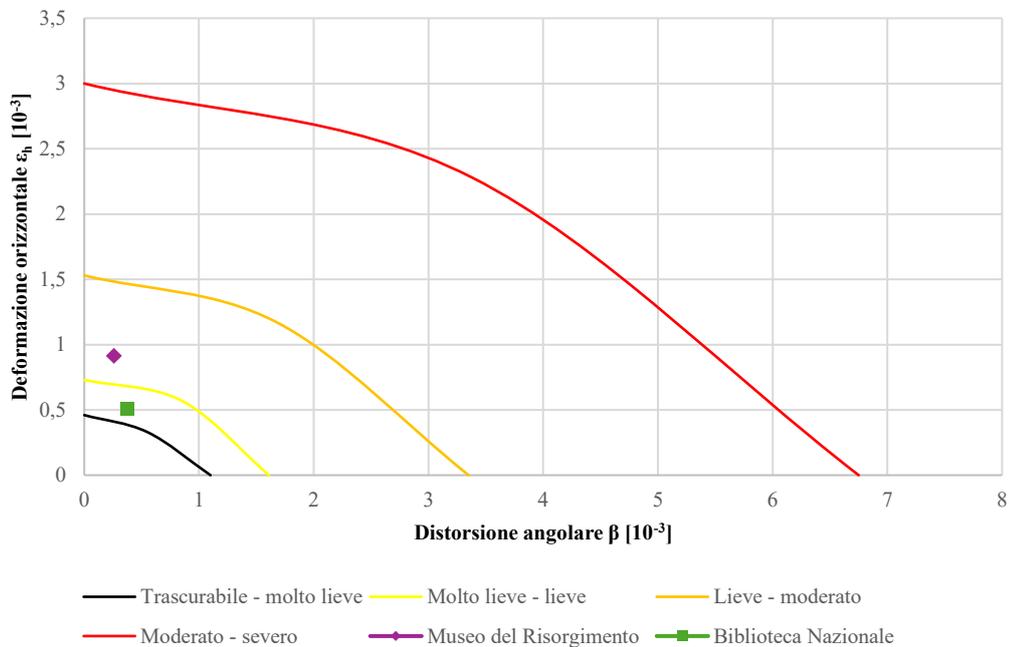


Figura 116 – Danno atteso secondo Boscardin & Cording (1989) livello -1,4 m

Osservando il diagramma di figura 116, possono farsi le seguenti considerazioni:

- per la Biblioteca Nazionale (indicatore verde) ci si attende un danneggiamento tale che la struttura è compresa tra le fasce di danno trascurabile – molto lieve e molto lieve – lieve;
- per il Museo del Risorgimento (indicatore viola) ci si aspetta un danno più rilevante, tale per cui è collocabile tra le fasce di danno molto lieve – lieve e lieve – moderato.

Piuttosto, considerando il rapporto di inflessione di una trave equivalente, in accordo al metodo proposto in figura 20, si può fare riferimento al metodo di classificazione del danno di Burland (1995), illustrato in figura 22.

Il rapporto di inflessione ( $\Delta/L$ ) può essere calcolato in funzione del massimo cedimento differenziale  $\delta_{vd}$  (coincidente con  $\Delta$ ) e della lunghezza  $L$  della strutture esaminata. Pertanto, in questo specifico caso, il rapporto  $\Delta/L$  assume i medesimi valori ricavati per  $\beta$ . Dunque, si riporta la classificazione secondo Burland (1995) nella seguente figura.

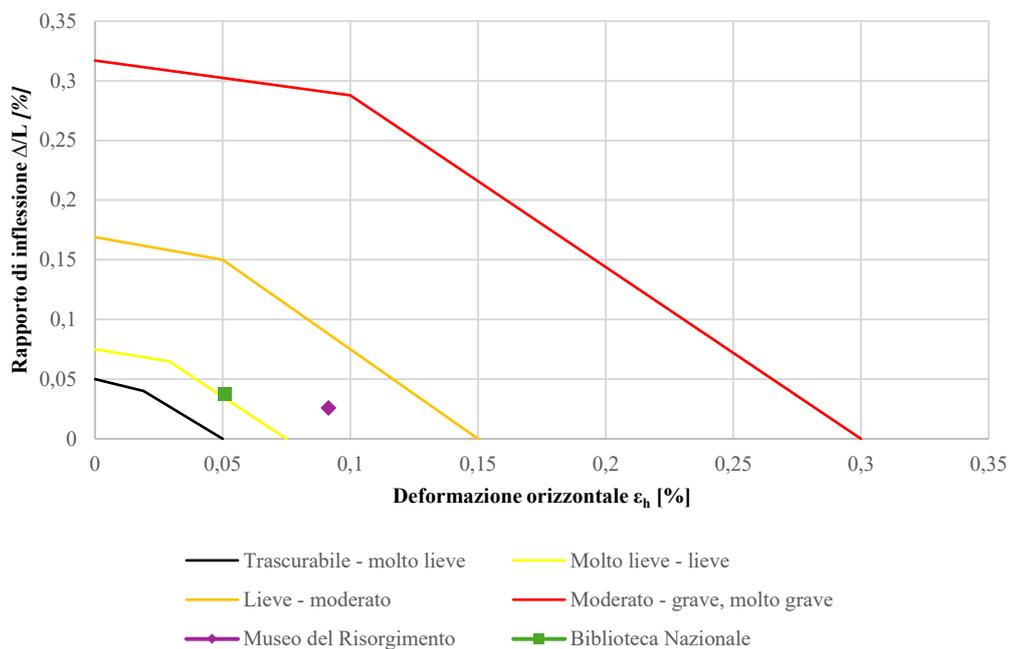


Figura 117 – Danno atteso secondo Burland (1995) livello -1,4 m

Osservando il diagramma di figura 117, possono farsi le seguenti considerazioni:

- per la Biblioteca Nazionale (indicatore verde) ci si attende un danneggiamento tale che la struttura è compresa tra le fasce di danno trascurabile – molto lieve e molto lieve – lieve;
- per il Museo del Risorgimento (indicatore viola) ci si aspetta un danno più rilevante, tale per cui è collocabile tra le fasce di danno molto lieve – lieve e lieve – moderato.

Modello	Edificio	L [m]	x [m]	$\delta_{vass}$ [mm]	$\delta_{vd}$ [mm]	$\beta$ [ $10^{-3}$ ]
HS senza argilla	Museo del Risorgimento	91,5	-34	19,6	18	0,197
			-125,5	1,6		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	20,8	17,9	0,344
			86,5	2,9		
HS con argilla	Museo del Risorgimento	91,5	-34	25,7	<b>23,8</b>	<b>0,260</b>
			-125,5	1,9		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	26,8	<b>20,2</b>	<b>0,388</b>
			86,5	6,6		
ITO senza argilla	Museo del Risorgimento	91,5	-34	10,6	8,9	0,097
			-125,5	1,7		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	10,8	8,6	0,165
			86,5	2,2		
Barmax	Museo del Risorgimento	91,5	-34	7,4	<b>5,7</b>	<b>0,062</b>
			-125,5	1,7		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	7,6	<b>5,7</b>	<b>0,110</b>
			86,5	1,9		
Barmin	Museo del Risorgimento	91,5	-34	9,3	7,6	0,083
			-125,5	1,7		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	9,6	7,6	0,146
			86,5	2		
ITO con argilla	Museo del Risorgimento	91,5	-34	19,9	18,9	0,207
			-125,5	1		
	Biblioteca Nazionale	52	34,5	20,1	16,5	0,317
			86,5	3,6		

Tabella 18 – Calcolo  $\delta_{vd}$  e  $\beta$  livello -4 m

Al fine di eseguire una analisi di danneggiamento, si considera il cedimento massimo in corrispondenza degli edifici adiacenti, altresì il cedimento differenziale e la distorsione angolare. Pertanto, i valori di tali parametri deformativi sono

riassunti nella tabella precedente (tabella 18). Dunque, anche rispetto a tale livello di fondazione ipotizzato, i valori massimi si ottengono rispetto al modello HS con argilla. Essi sono pari a:

- Museo del Risorgimento:  $\delta_{vd} = 23,8$  mm e  $\beta = 0,260 \cdot 10^{-3}$ ;
- Biblioteca Nazionale:  $\delta_{vd} = 20,2$  mm e  $\beta = 0,388 \cdot 10^{-3}$ .

Invece, i valori minimi dei precedenti parametri deformativi, che fanno riferimento al modello Barmax, sono:

- Museo del Risorgimento:  $\delta_{vd} = 5,7$  mm e  $\beta = 0,062 \cdot 10^{-3}$ ;
- Biblioteca Nazionale:  $\delta_{vd} = 5,7$  mm e  $\beta = 0,110 \cdot 10^{-3}$ .

In conseguenza di tali valori, si ricalcola il danno atteso per gli edifici esaminati (Museo del Risorgimento e Biblioteca Nazionale) tramite i seguenti grafici (vedi figure 118 e 119).

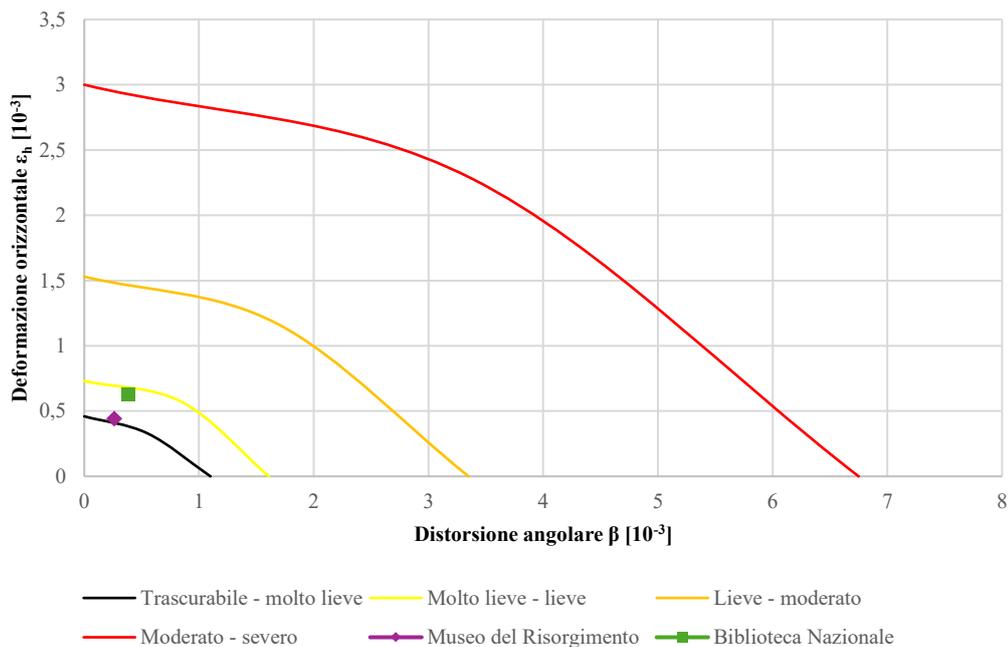


Figura 118 – Danno atteso secondo Boscardin & Cording (1989) livello -4 m

Osservando il diagramma di figura 118, possono farsi le seguenti considerazioni:

- per la Biblioteca Nazionale (indicatore verde) ci si attende un danneggiamento tale che la struttura si colloca al limite della curva di danno molto lieve – lieve;

- per il Museo del Risorgimento (indicatore viola) ci si aspetta un danno trascurabile o al più molto lieve.

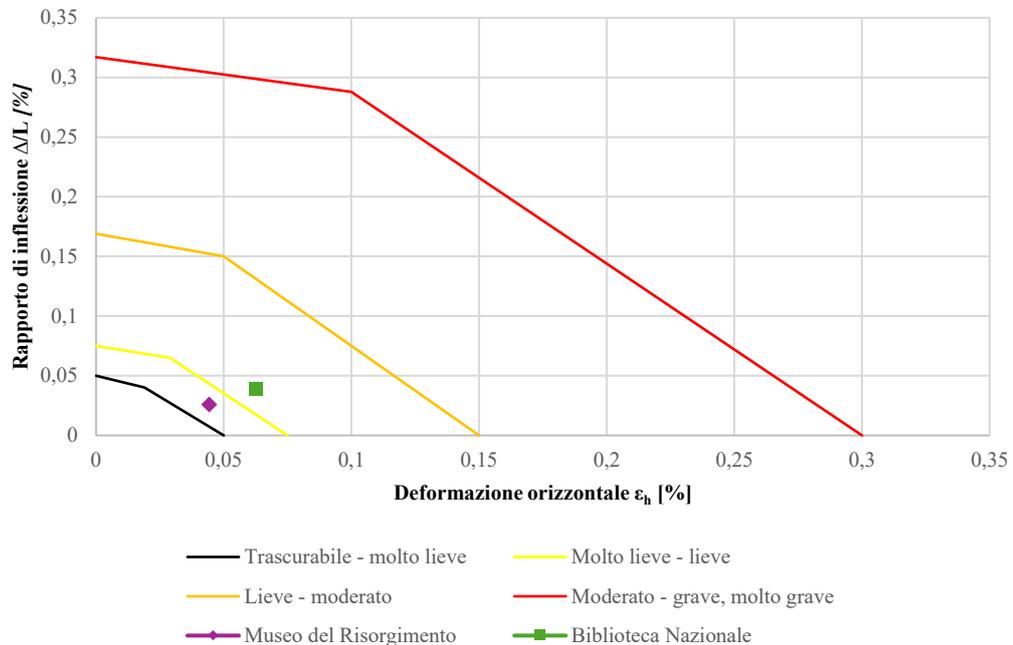


Figura 119 – Danno atteso secondo Burland (1995) livello -4 m

Osservando il diagramma di figura 119, possono farsi le seguenti considerazioni:

- per la Biblioteca Nazionale (indicatore verde) ci si attende un danneggiamento tale che la struttura si colloca tra le fasce di danno molto lieve – lieve e lieve – moderato;
- per il Museo del Risorgimento (indicatore viola) ci si aspetta un danno tale per cui la struttura si colloca tra le fasce di danno trascurabile – molto lieve e molto lieve – lieve.

In generale, si può affermare che ad entrambi i livelli ipotizzati per le fondazioni di tali edifici ci si attende un danno certamente non eccessivo. Tuttavia, come detto in precedenza, il metodo applicato è estremamente semplificato perché si basa su approcci numerici in campo bidimensionale. Per meglio studiare ed analizzare quanto l'esecuzione degli scavi e delle opere per la realizzazione della fermata Carlo Alberto possano influenzare gli edifici esistenti andrebbero eseguite analisi

numeriche in campo tridimensionale, considerando anche approcci accoppiati in grado di meglio cogliere il complesso fenomeno di interazione.

## 8.4 Risultati con approcci empirici e semi empirici

Nei metodi empirici e semi empirici gli spostamenti verticali sono calcolati in riferimento alle distanze normalizzate  $d_i/H$  etc. Inoltre, nella seguente tabella si riportano la massima profondità di scavo ( $H$ ) e le distanze da bordo scavo ( $d_1\dots$ ) rispetto alle quali vengono dedotte le distanze normalizzate.

massima profondità di scavo ( $H$ )	31,55	m
distanza da bordo scavo ( $d_1$ )	0,50	m
distanza da bordo scavo ( $d_2$ )	31,55	m
distanza da bordo scavo ( $d_3$ )	63,10	m
distanza da bordo scavo ( $d_4$ )	94,65	m
distanza da bordo scavo ( $d_5$ )	127,00	m
$d_1/H$	0,02	
$d_2/H$	1,00	
$d_3/H$	2,00	
$d_4/H$	3,00	
$d_5/H$	4,00	

Tabella 19 – Distanze per il calcolo degli spostamenti

### 8.4.1 Risultati con Peck (1969)

In riferimento alla figura 34, che espone il metodo di Peck (1969) per il calcolo dei cedimenti, i risultati vengono riportati nella seguente tabella. In particolare, sono

calcolati gli spostamenti limite in zona 1, cioè in riferimento alla curva di involucro limite definita da Peck (1969).

ZONA 1				
$\delta_{v1}/H$ vs $d_1/H$	0,32	m	315,5	mm
$\delta_{v2}/H$ vs $d_2/H$	0,09	m	94,7	mm
$\delta_{v3}/H$ vs $d_3/H$	0,02	m	22,1	mm
$\delta_{v4}/H$ vs $d_4/H$	-	m	-	mm
$\delta_{v5}/H$ vs $d_5/H$	-	m	-	mm

Tabella 20 – Cedimenti limite in zona I con Peck (1969)

I risultati ottenuti mostrano cedimenti limite assai elevati, a conferma dell'aspetto cautelativo del metodo.

Facendo particolare riferimento alla curva di subsidenza ricavata in fase ultima dal modello *Hardening Soil con argilla*, il quale fornisce il dato di cedimento maggiore, nella seguente figura viene illustrato il confronto tra i risultati ottenuti e il metodo di Peck (1969).

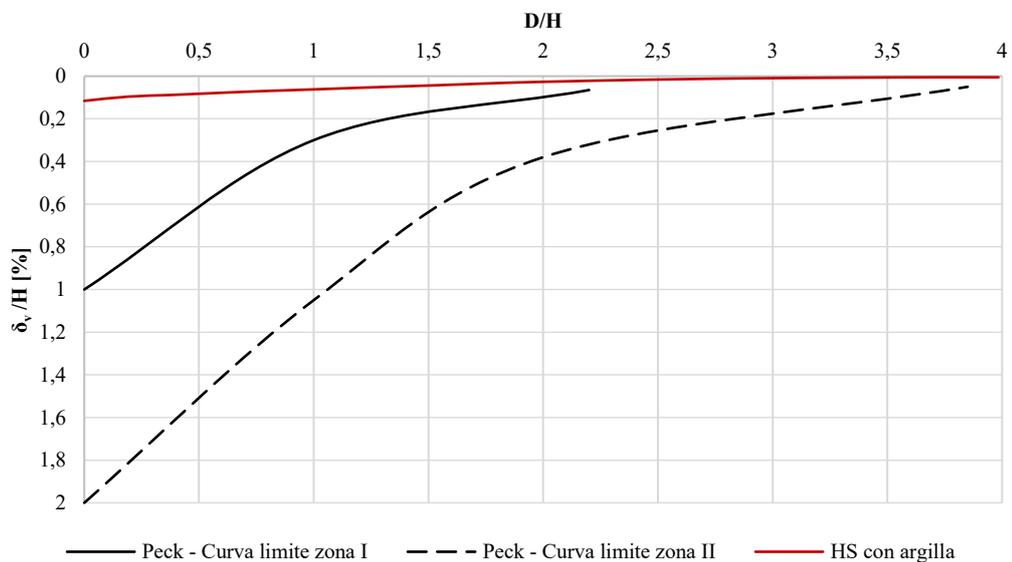


Figura 120 – Confronto grafico con Peck (1969)

Come si può osservare in figura, la curva di subsidenza rientra abbondantemente in zona I, così come definita da Peck (1969). Infatti, il cedimento massimo è circa pari allo 0,1% della massima profondità di scavo.

#### 8.4.2 Risultati con O'Rourke et al. (1976)

In riferimento alla figura 35, che illustra il metodo di O'Rourke et al. (1976) per il calcolo dei cedimenti, i risultati vengono riportati nella seguente tabella.

Rispetto ai risultati ottenuti con il metodo di Peck (1969), in questo caso i valori di spostamento verticale sono decisamente inferiori. Infatti, sono circa pari al 30% di quelli in zona I, adottando l'involuppo limite di O'Rourke (1976)

$\delta_{v1}/H$ vs $d_1/H$	0,10	m	101,0	mm
$\delta_{v2}/H$ vs $d_2/H$	0,03	m	34,7	mm
$\delta_{v3}/H$ vs $d_3/H$	-	m	-	mm
$\delta_{v4}/H$ vs $d_4/H$	-	m	-	mm
$\delta_{v5}/H$ vs $d_5/H$	-	m	-	mm

Tabella 21 – Cedimenti con O'Rourke et al. (1976)

Tuttavia, se i medesimi valori vengono confrontati con le curve di subsidenza ottenute dalle analisi numeriche, ancora una volta si può evidenziare l'aspetto cautelativo di questi metodi. Infatti, impiegando il metodo di O'Rourke (1976), la curva di subsidenza relativa al modello *Hardening Soil con argilla* resta nuovamente all'interno dell'involuppo limite.

### 8.4.3 Risultati con Clough e O'Rourke (1990)

In riferimento alla figura 41, che illustra il metodo di Clough e O'Rourke (1990) per il calcolo dei cedimenti relativi a scavi in terreni granulari (data la prevalenza dell'unità U2 rispetto all'unità U5), i risultati vengono riportati nelle seguenti tabelle. In particolare, la prima tabella (tabella 22) illustra i cedimenti calcolati con la curva del 10% del grafico di figura 41. Invece, volendo mantenersi cautelativi, la seconda tabella (tabella 23) mostra i cedimenti calcolati con la curva del 30% (inviluppo limite).

<b>Curva del 10%</b>				
$\delta_{v1}/H$ vs $d_1/H$	0,03	m	31,6	mm
$\delta_{v2}/H$ vs $d_2/H$	0,02	m	15,8	mm
$\delta_{v3}/H$ vs $d_3/H$	-	m	-	mm
$\delta_{v4}/H$ vs $d_4/H$	-	m	-	mm
$\delta_{v5}/H$ vs $d_5/H$	-	m	-	mm

Tabella 22 – Cedimenti con Clough e O'Rourke (1990): curva del 10%

<b>Curva del 30%</b>				
$\delta_{v1}/H$ vs $d_1/H$	0,09	m	94,7	mm
$\delta_{v2}/H$ vs $d_2/H$	0,05	m	47,3	mm
$\delta_{v3}/H$ vs $d_3/H$	-	m	-	mm
$\delta_{v4}/H$ vs $d_4/H$	-	m	-	mm
$\delta_{v5}/H$ vs $d_5/H$	-	m	-	mm

Tabella 23 – Cedimenti con Clough e O'Rourke (1990): curva del 30%

Di seguito si riporta un confronto grafico tra le curve di subsidenza definite tramite i valori riportati nelle due precedenti tabelle e la curva che fa riferimento al modello *Hardening Soil con argilla* (figura 121). Si nota, in particolar modo, che le curve definite con il metodo di Clough e O'Rourke (1990) tendono ad attenuarsi molto più in fretta.

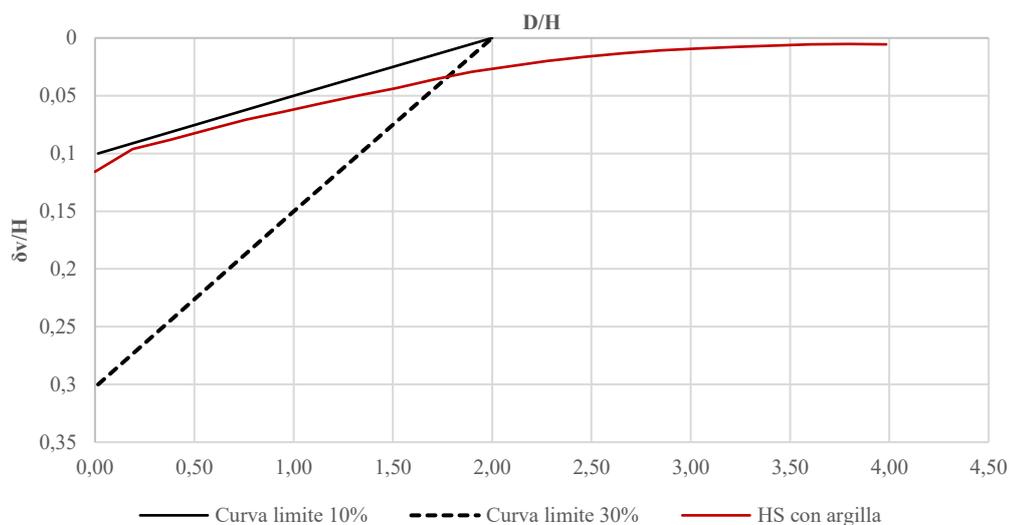


Figura 121 – Confronto grafico con Clough e O'Rourke (1990) rispetto ai terreni in zona I

In accordo ai grafici di Clough e O'Rourke (1990), risultati simili sono ottenibili anche in presenza di argilla, con la differenza relativa all'ampiezza della zona di influenza dello scavo; infatti, per i terreni in zona 1 la zona di influenza si limita a due volte la profondità di scavo, mentre in presenza di argilla può estendersi oltre.

#### 8.4.4 Risultati con Hsieh e Ou (1998)

I risultati ottenuti attraverso il metodo di Hsieh e Ou (1998) devono essere particolarizzati in accordo alla deformata prevalente (a mensola o concava) della parete di sostegno. In questo paragrafo vengono calcolati gli spostamenti verticali del terreno in ambedue i casi, facendo riferimento ai diagrammi di figure 45 e 46. Lo spostamento verticale massimo del terreno è determinato utilizzando il grafico relativo a figura 47 ( $\delta_{vm} = \delta_{hm}$ ), a partire dallo spostamento orizzontale massimo della parete, che viene ottenuto tramite analisi numerica. In particolare, si considera lo spostamento laterale della parete come il massimo spostamento orizzontale nell'ultima fase di analisi ( $\delta_{hm} = 29$  mm), ovvero quella in cui si riducono le proprietà meccaniche del tampone di fondo.

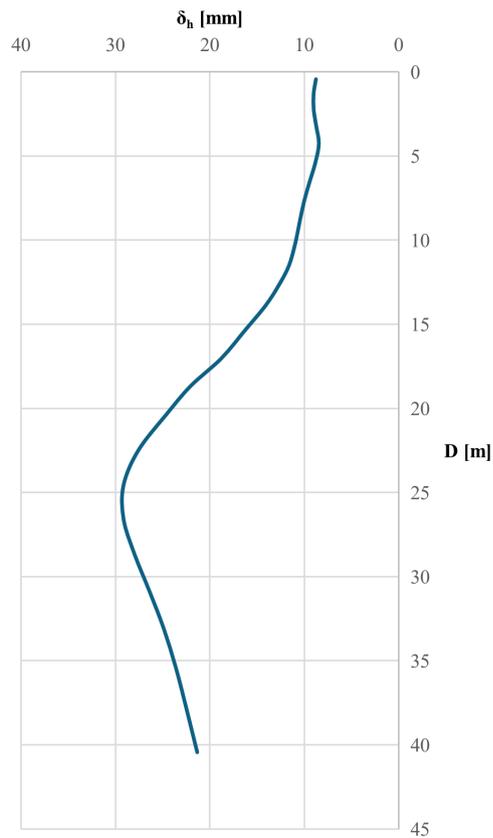


Figura 122 – *Spostamento massimo orizzontale diaframma*

Lo spostamento verticale massimo ottenuto attraverso tale procedimento è pari a 28,5 mm, pertanto, note le radici dei termini  $d_i/H$ , si procede al calcolo dello spostamento verticale del terreno, i cui valori sono riportati nelle seguenti tabelle. In particolare, per il profilo a mensola vengono eseguite due stime: una media e una massima, in riferimento ai grafici proposti nel metodo.

$(d_1/H)^{0,5} = 0,13$	ugual stima	26,12	mm
$(d_2/H)^{0,5} = 1$	stima media	9,37	mm
	stima più alta	10,51	mm
$(d_3/H)^{0,5} = 1,41$	stima media	1,99	mm
	stima più alta	3,12	mm
$(d_4/H)^{0,5} = 1,73$	stima media	0,91	mm
	stima più alta	1,68	mm

Tabella 24 – *Cedimenti con Hsieh e Ou (1998): profilo a mensola*

$d_1/H = 0,02$	ugual stima	14,20	mm
$d_2/H = 1$	ugual stima	20,16	mm
$d_3/H = 2$	ugual stima	2,84	mm
$d_4/H = 3$	ugual stima	1,42	mm

Tabella 25– *Cedimenti con Hsieh e Ou (1998): profilo concavo*

Infine, viene riportato un confronto tra le curve ricavate con i modelli numerici che adottano un legame costitutivo Hardening Soil per i terreni e le curve ricavate da Hsieh e Ou (1998), considerando un profilo a mensola della parete, il quale sembra essere quello prevalente nei risultati dei modelli numerici considerati.

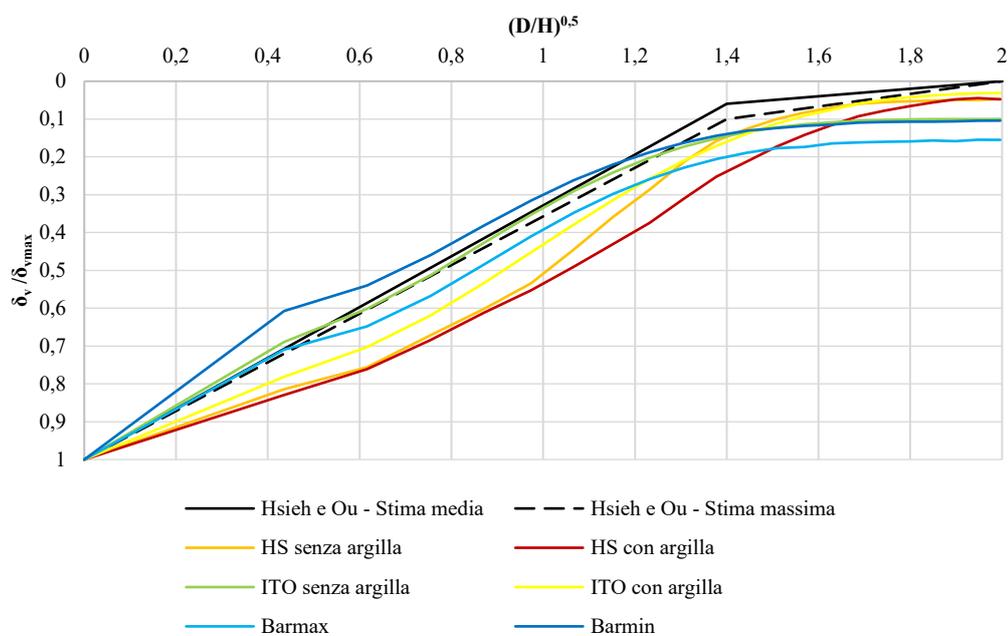


Figura 123 – *Confronto con Hsieh e Ou (1998)*

In particolare, si nota che ad una distanza pari a quattro volte la profondità di scavo il terreno risente ancora degli effetti dello scavo.

#### 8.4.5 Risultati con Boone (2003), Boone e Westland (2005)

In riferimento al metodo di Boone (2003), ripreso da Boone e Westland (2005), si riportano i risultati relativi al cedimento verticale del terreno in superficie in prossimità della parete.

$\delta_{hm}$	0,029	m
$E_{ur}$	45000	kPa
$\delta_{hsurface}$ (rimozione supporti)	0,018	m
$H_p$ (quota parete rispetto al fondo scavo)	12	m
$A_{hs}$	0,40	m <sup>2</sup>
$A_{ht}$	0,67	m <sup>2</sup>
$A_{hc}$	0,40	m <sup>2</sup>
$A_{vc}$	0,44	m <sup>2</sup>
$A_{vs}$	0,44	m <sup>2</sup>
$D_s$	42,59	m
$\delta_{vsm}$	31,04	mm
$D_c$	126,2	m
$x$	0	
$\mu = d_{min}$	15,775	
$dev.st = i$	27,606	
$f(x)$	0,012	
$a$	0	
$b$	126,2	
$\phi(0, d_{min}, i)$	0,716	
$\delta_{vcm}$	15,97	mm
$d$	0,5	m
$\delta_{vc}$	2,44	mm
$\delta_{vs}$	30,32	mm
$\delta_v$	32,76	mm

Tabella 26 – Cedimenti con Boone (2003), Boone e Westland (2005)

Il cedimento a ridosso della parete, calcolato come somma del profilo a mensola e del profilo concavo di spostamento, è pari a circa 33 mm. Si tratta di un risultato non molto lontano da quello ottenuto mediante i modelli che impiegano HS.

#### 8.4.6 Risultati con Kung et al. (2007)

In riferimento al diagramma di figura 59, che illustra il metodo di Kung et al. (2007) per il calcolo del profilo di cedimento, lo spostamento verticale del terreno viene stimato a partire dallo spostamento orizzontale massimo della parete ( $\delta_{hmax} = 29$  mm). Ciò viene fatto in accordo all'equazione 29, calcolando il coefficiente  $R$  secondo l'equazione 30, così come definito nel metodo di Kung et al. (2007). In realtà, tale metodo propone un'equazione di regressione anche per il calcolo dello spostamento laterale massimo della parete, tuttavia, questa presenta alcune limitazioni (e.g. validità per profondità di scavo  $H \leq 30$  m). Per tal motivo, viene adottato lo spostamento laterale massimo ricavato dal modello agli elementi finiti. Inoltre, tale metodo può considerarsi attendibile soltanto per i modelli in cui è presente uno strato argilloso, con alternanza o meno di strati granulari; pertanto, non è applicabile considerando solo le unità stratigrafiche U1 e U2, tuttavia, può essere utile se si considera anche l'unità U5 (Argille Azzurre).

Sulla base di diversi casi studio proposti da Kung et al. (2007), per le argille il coefficiente  $R$  oscilla tra 0,5 ed 1. In prima approssimazione, nella successiva tabella si riportano i risultati ottenuti alle varie distanze normalizzate assumendo un coefficiente  $R = 0,5$ , ovvero uno spostamento verticale massimo pari a 14,5 mm.

$d_1/H = 0,02$	2,90	mm
$d_2/H = 1$	10,01	mm
$d_3/H = 2$	1,45	mm
$d_4/H = 3$	0,73	mm

Tabella 27 – Cedimenti con Kung et al. (2007) con  $R = 0,5$

Ovviamente, essendo che il metodo sull'assunzione di un profilo di spostamento concavo, il cedimento massimo si realizza ad una distanza pari alla metà della profondità di scavo. Dunque, si ottiene il seguente profilo di spostamento normalizzato.

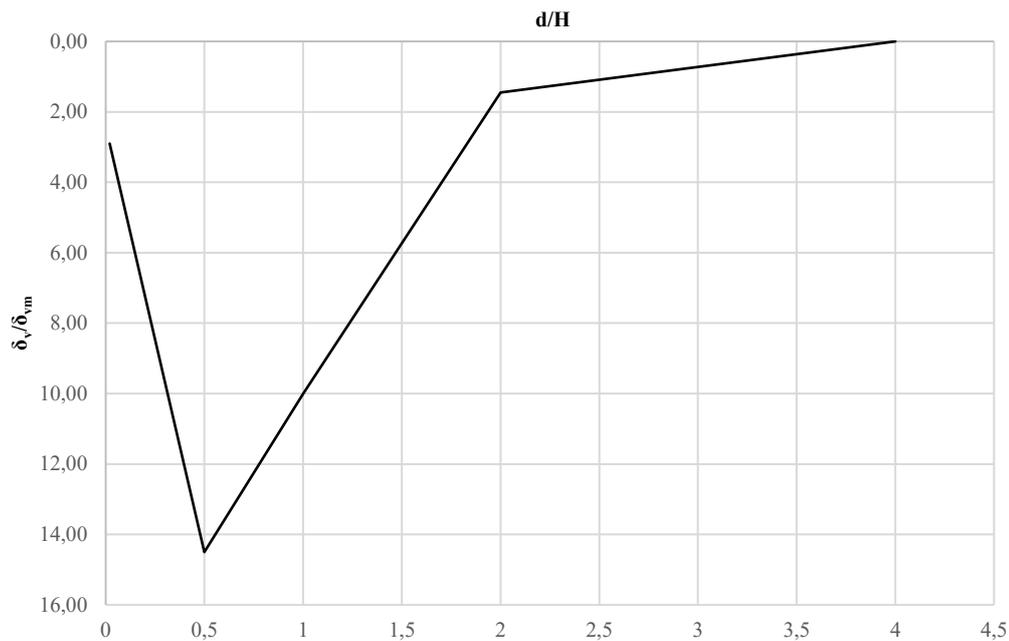


Figura 124 – Profilo di spostamento concavo del terreno con  $R = 0,5$

Tale profilo non si adatta bene a quelli ottenuti con i modelli numerici, che illustrano profili di spostamento a mensola, per cui il cedimento massimo si realizza in prossimità della parete. Probabilmente, ciò si verifica anche in conseguenza al fatto che l'unità predominante non è l'argilla ma la ghiaia mista a sabbia, dato che tale metodo si basa principalmente su casi studio in cui l'unità dominante è l'argilla.

Se si esegue una analisi più dettagliata, calcolando  $R$  (fattore di deformazione) con l'equazione 30, è necessario assumere un valore esatto per il parametro  $c_u$  (resistenza a taglio non drenata) per l'argilla, che entra nell'equazione di regressione. Tenendo conto che nel sito in esame (piazza Carlo Alberto) vengono eseguiti i sondaggi riportati nella stratigrafia di figura 73, non avendo riscontrato calcoli relativi al parametro  $c_u$  nelle relazioni progettuali rispetto ai medesimi



$H_{\text{sabbia}}$	36	m
$\gamma_{\text{sabbia}}$	19	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{\text{argilla}}$	20	kN/m <sup>3</sup>
$E_{\text{argilla}}$	65000	kPa
$H_{\text{diaframma}}$	43,55	m
$H_{\text{argilla}}$ (fino a $z = 43,55$ m)	7,55	m
$c_u$ (da prova TX eseguita a $z = 33$ m)	218	kPa
$dH_w$	18	m
$u$	180	kPa
$\sigma'$ ( $z = 33$ m)	447	kPa
$Y_1$ ( $H_{\text{argilla}}/H_{\text{diaframma}}$ )	0,17	
$Y_2$ ( $c_u/\sigma'$ )	0,49	
$Y_3$ ( $E_{\text{argilla}}/(1000\sigma')$ )	0,15	
$c_0$	4,556	
$c_1$	-3,402	
$c_2$	-7,377	
$c_3$	-4,994	
$c_4$	7,141	
$c_5$	4,601	
$c_6$	8,749	
$c_7$	0,381	
$c_8$	-10,590	
$R$	0,85	
$\delta_{vm}$	24,8	mm

Tabella 28 – Calcolo di  $R$  e  $\delta_{vm}$  con Kung et al. (2007)

Dunque, avendo calcolato il coefficiente  $R$  (che ha un valore pari a 0,85), si ottiene un cedimento massimo pari a 24,8 mm, da cui è possibile ricavare i cedimenti con la distanza dallo scavo. Dunque, tali valori sono illustrati nella tabella che segue. Infine, in figura 126 si riporta il nuovo profilo di cedimento calcolato seguendo il metodo di Kung et al. (2007).

$d_1/H = 0,02$	4,95	mm
$d_2/H = 1$	17,08	mm
$d_3/H = 2$	2,48	mm
$d_4/H = 3$	1,24	mm

Tabella 29 – Cedimenti con Kung et al. (2007) con  $R = 0,85$

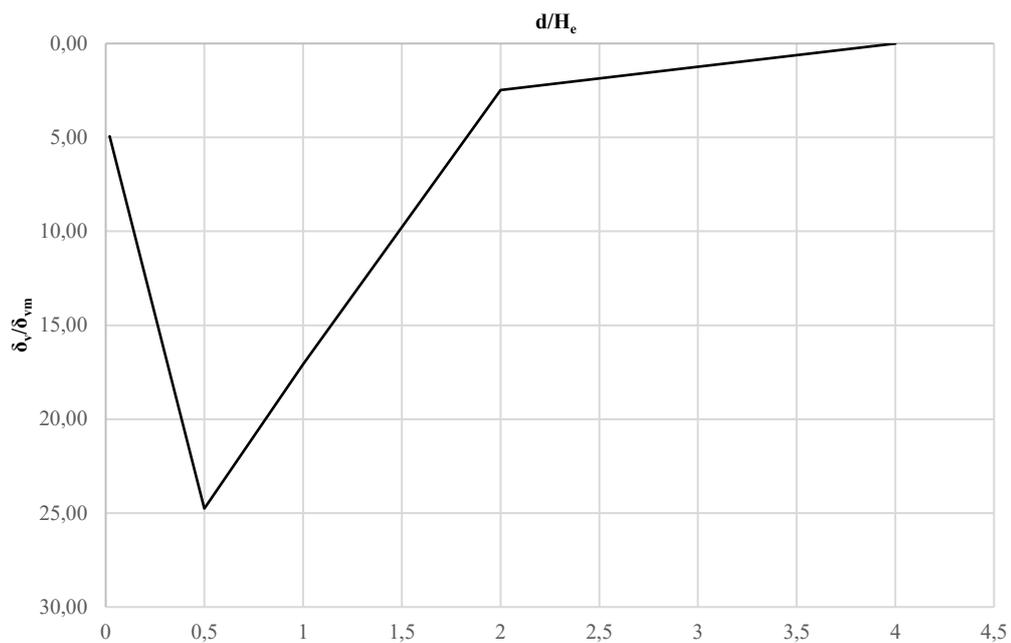


Figura 126 – Profilo di spostamento concavo del terreno con  $R = 0,85$

Ciò che cambia rispetto al grafico di figura 124 è l'entità del cedimento, tuttavia, certamente, il profilo non si adatta a quelli ottenuti dai modelli numerici.

## 9 CONCLUSIONE

Nel presente lavoro di tesi sono stati analizzati i cedimenti potenzialmente indotti dalla realizzazione di una stazione prevista nell'ambito del progetto della nuova linea metropolitana L2 della città di Torino. L'attenzione si è concentrata, in particolare, sulla stazione che sorgerà in piazza Carlo Alberto, una delle principali piazze del centro storico cittadino, sede di due edifici di grande rilevanza storica: il Museo del Risorgimento, ospitato nel Palazzo Carignano, e la Biblioteca Nazionale. L'obiettivo dell'analisi è stato quello di valutare il profilo dei cedimenti attesi durante lo scavo e la realizzazione della stazione, al fine di stimare i potenziali effetti sulle strutture esistenti.

Le indagini sono state condotte tramite analisi numeriche avanzate, utilizzando un software agli elementi finiti (FEM) in deformazioni piane 2D – RS2 della Rocscience. Tale approccio ha permesso di simulare in modo dettagliato le diverse fasi costruttive della stazione e di eseguire analisi parametriche, variando sia i parametri geotecnici sia i modelli costitutivi del terreno. In particolare, sono stati adottati sia il modello elastoplastico di Mohr-Coulomb sia il modello Hardening Soil. I profili di cedimento ottenuti, sia in superficie sia alla quota di fondazione degli edifici storici adiacenti, sono stati successivamente confrontati con quelli derivanti da metodologie empiriche e semi-empiriche.

I risultati hanno mostrato che i cedimenti massimi si localizzano in prossimità delle paratie perimetrali della stazione, in accordo con quanto previsto dai metodi empirici e semi-empirici. Tuttavia, l'entità dei cedimenti risulta contenuta, rimanendo nell'ordine del centimetro. Le analisi parametriche hanno evidenziato che la scelta del modello costitutivo può influenzare, seppur moderatamente, l'entità dei cedimenti stimati. In particolare, l'impiego del modello di Mohr-Coulomb per tutte le unità geotecniche tende a fornire valori inferiori rispetto a quelli ottenuti con il modello Hardening Soil. L'adozione di quest'ultimo, applicato allo strato più profondo di Argille Azzurre, ha restituito valori di cedimento superiori, fino a un massimo di 36 mm in corrispondenza dei margini di scavo.

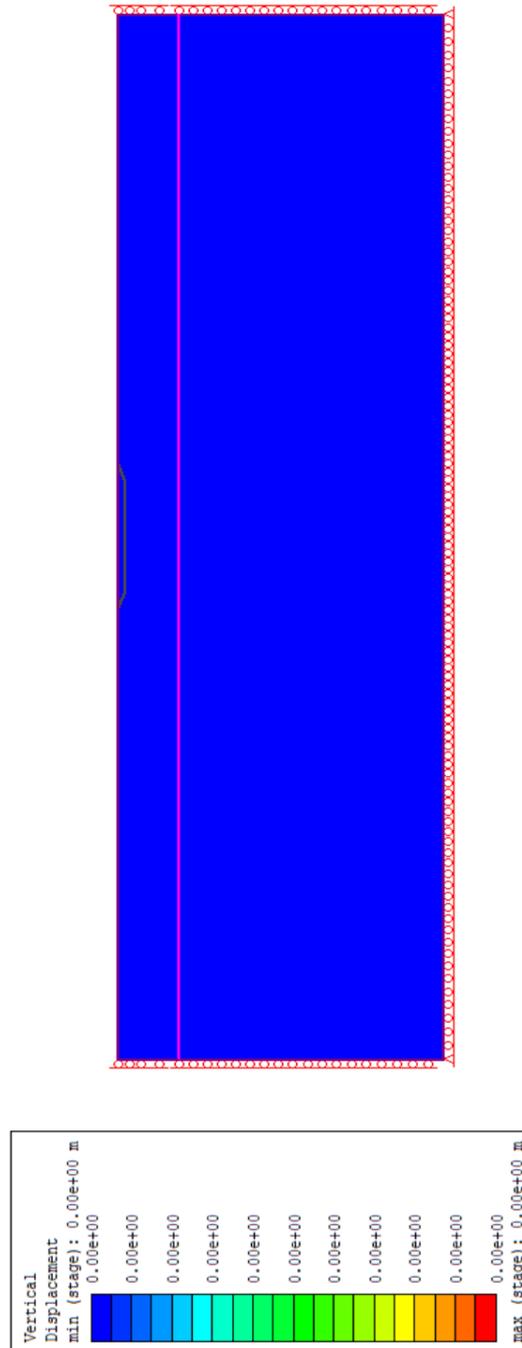
I risultati delle analisi numeriche sono in linea con quelli ottenuti dai metodi empirici e semi-empirici, considerando le limitazioni intrinseche di questi ultimi,

legate alle ipotesi di base adottate nella loro formulazione, che non sempre rispecchiano le condizioni reali del caso in esame.

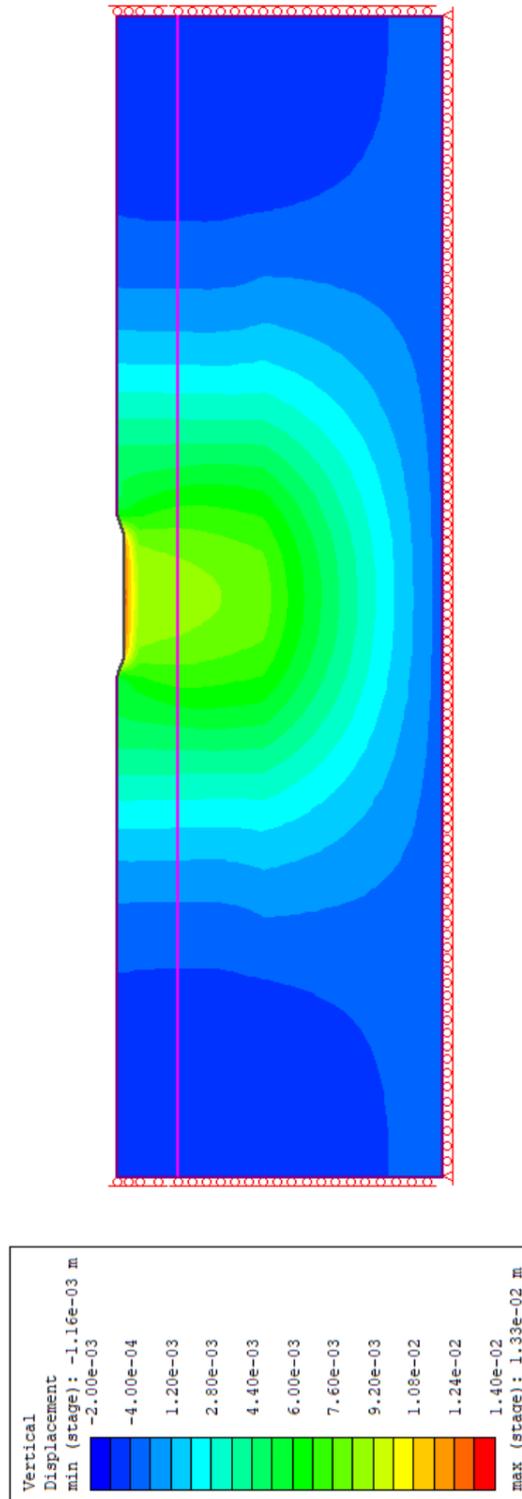
Per quanto riguarda i potenziali effetti dei cedimenti sulle strutture storiche adiacenti alla stazione, le simulazioni numeriche hanno permesso di stimare le distorsioni angolari e gli spostamenti orizzontali indotti dai cedimenti del terreno. Tali risultati sono stati analizzati attraverso i diagrammi di danneggiamento proposti da Boscardin e Cording (1989) e da Burland (1995), evidenziando che i danni attesi sulle strutture lievi – moderati e, in altri casi, ai limiti del trascurabile. Le analisi condotte nell’ambito di questo lavoro devono tuttavia essere considerate preliminari, in quanto: il modello geotecnico del terreno è stato definito sulla base di indagini condotte durante la fase di progettazione preliminare e quindi non esaustive; alcuni parametri geotecnici dei terreni sono stati assunti da studi di letteratura relativi al sottosuolo torinese, e potrebbero non rappresentare con precisione le condizioni specifiche dell’area di progetto; il modello numerico adottato è bidimensionale, basato su una sezione ritenuta rappresentativa della stazione, e pertanto non considera gli effetti tridimensionali che una struttura di tale complessità può comportare.

# APPENDICE A – Stato deformativo fasi salienti *HS con argilla*

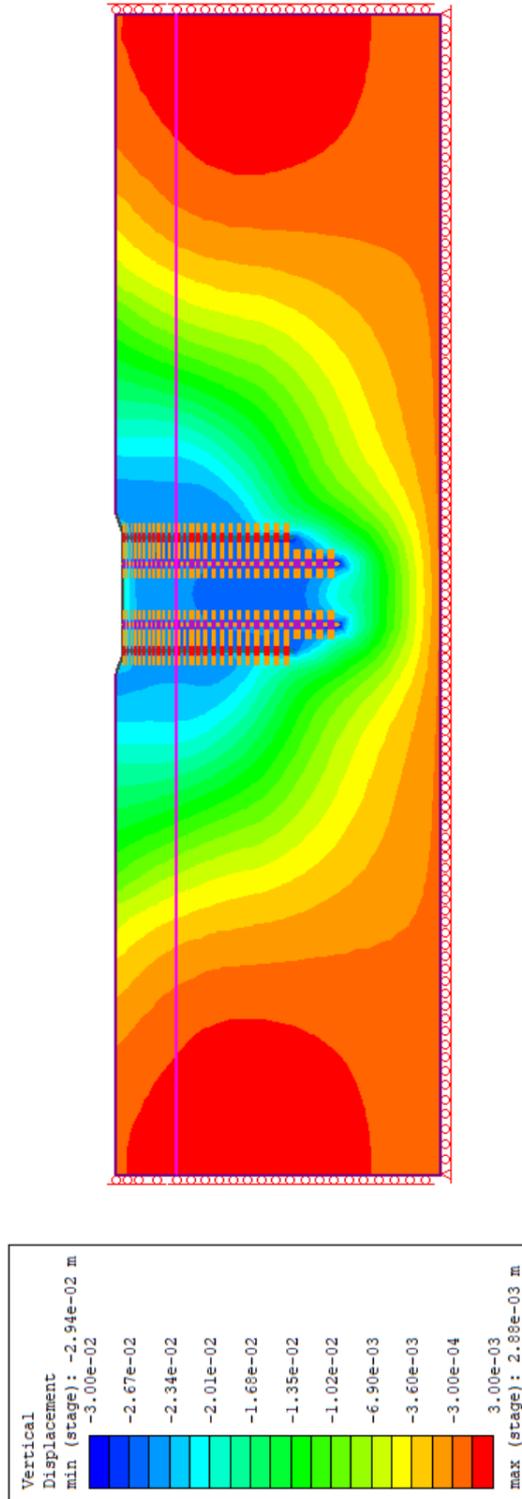
## A.1 Condizioni iniziali



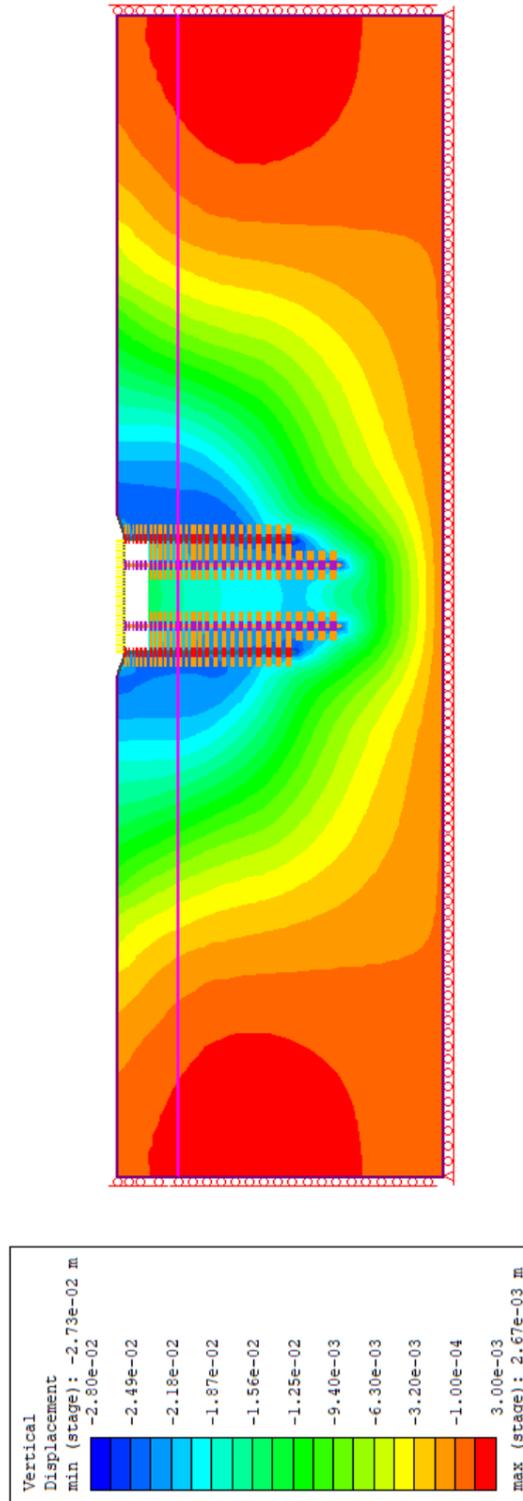
## A.2 Scavo preliminare



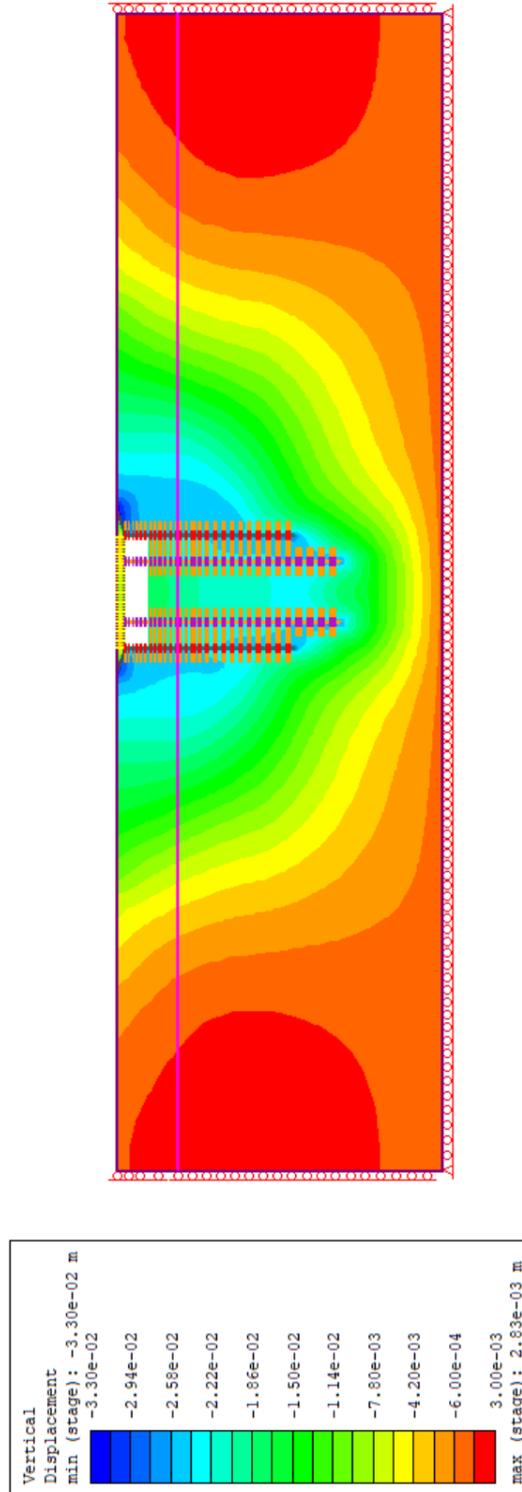
### A.3 Realizzazione tampone di fondo, diaframmi e setti temporanei



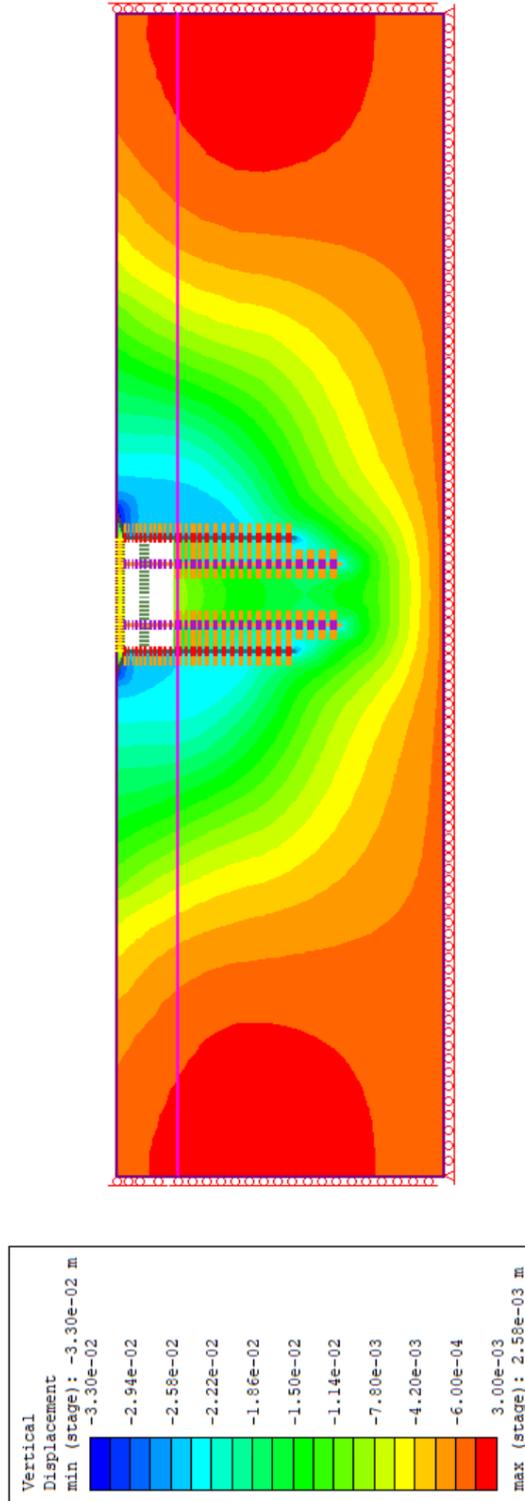
## A.4 Scavo primo solaio intermedio



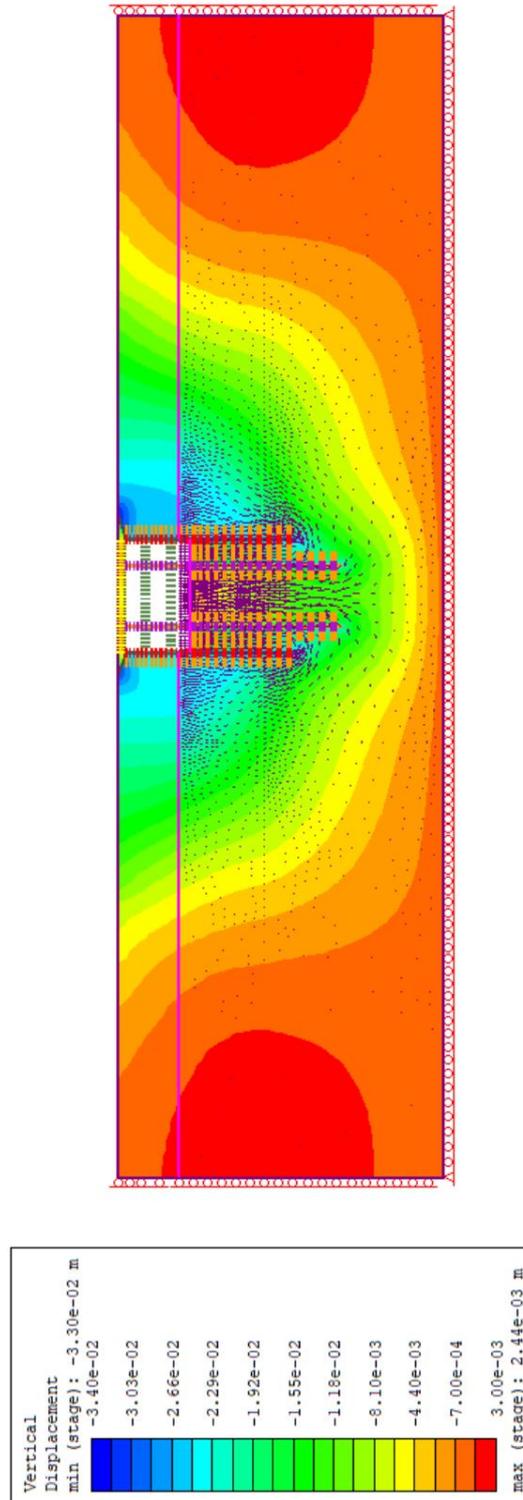
## A.5 Ripristino condizioni pre-scavo



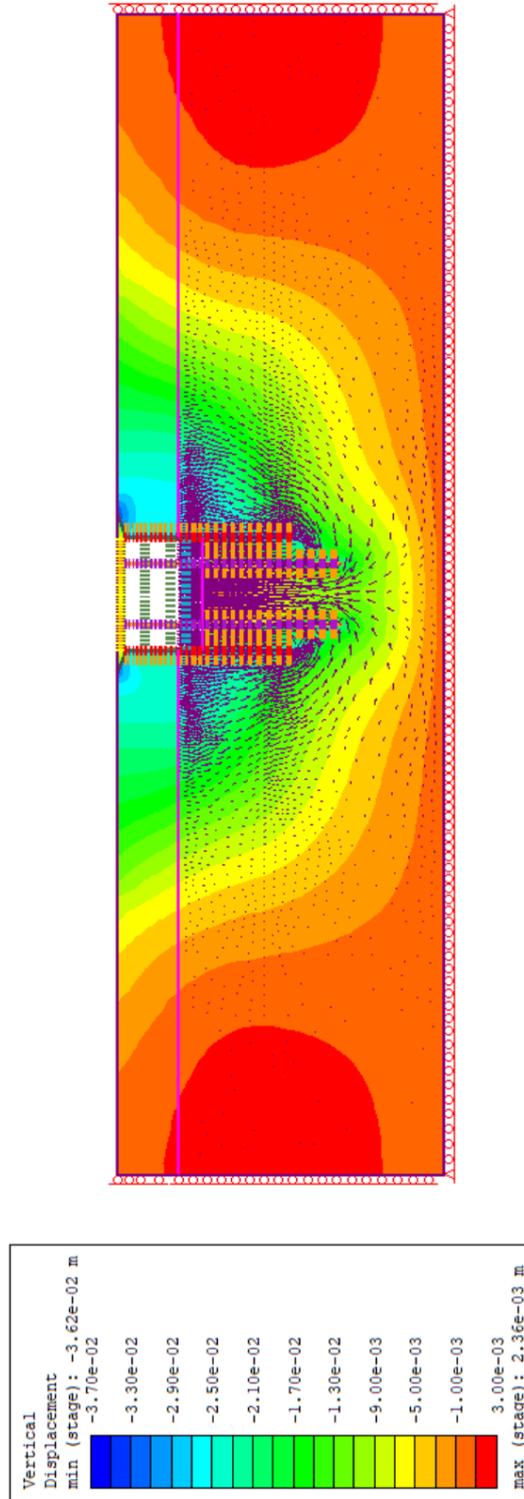
## A.6 Scavo secondo solaio intermedio



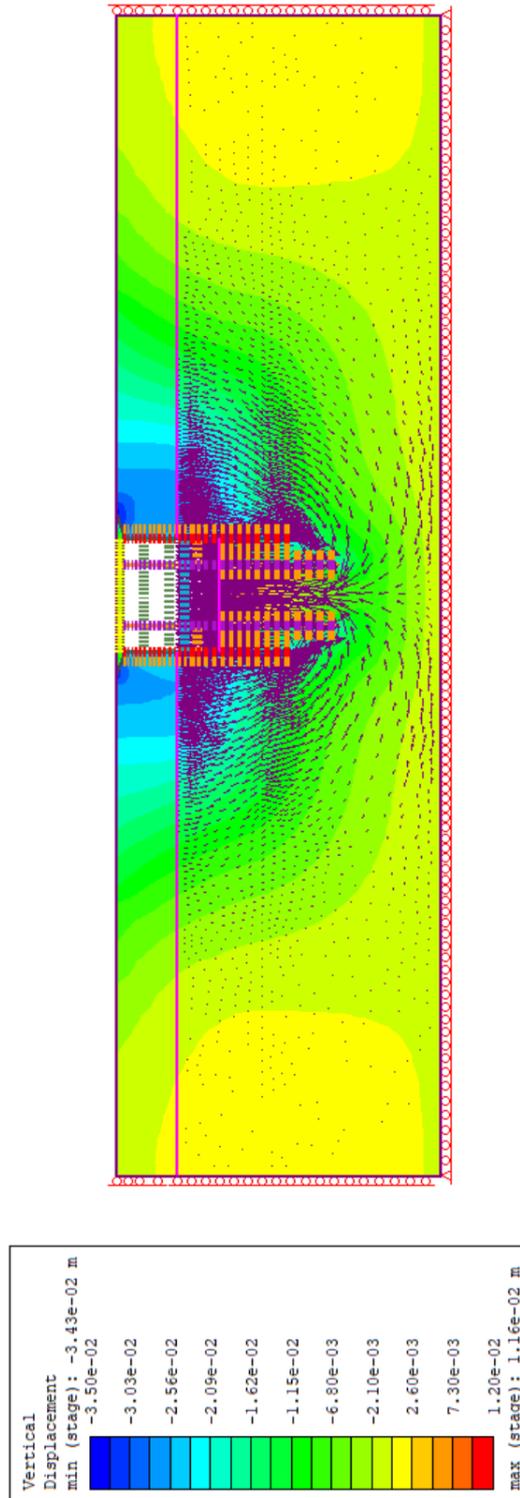
## A.7 Scavo fino a primo livello puntoni



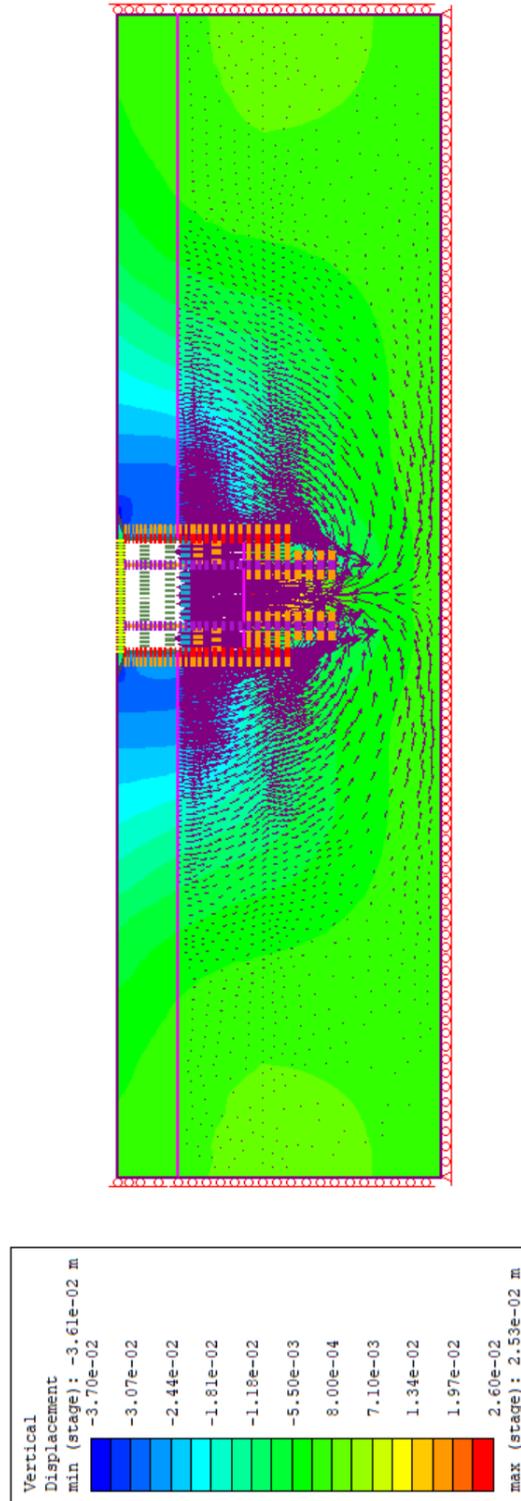
## A.8 Scavo fino a secondo livello puntoni



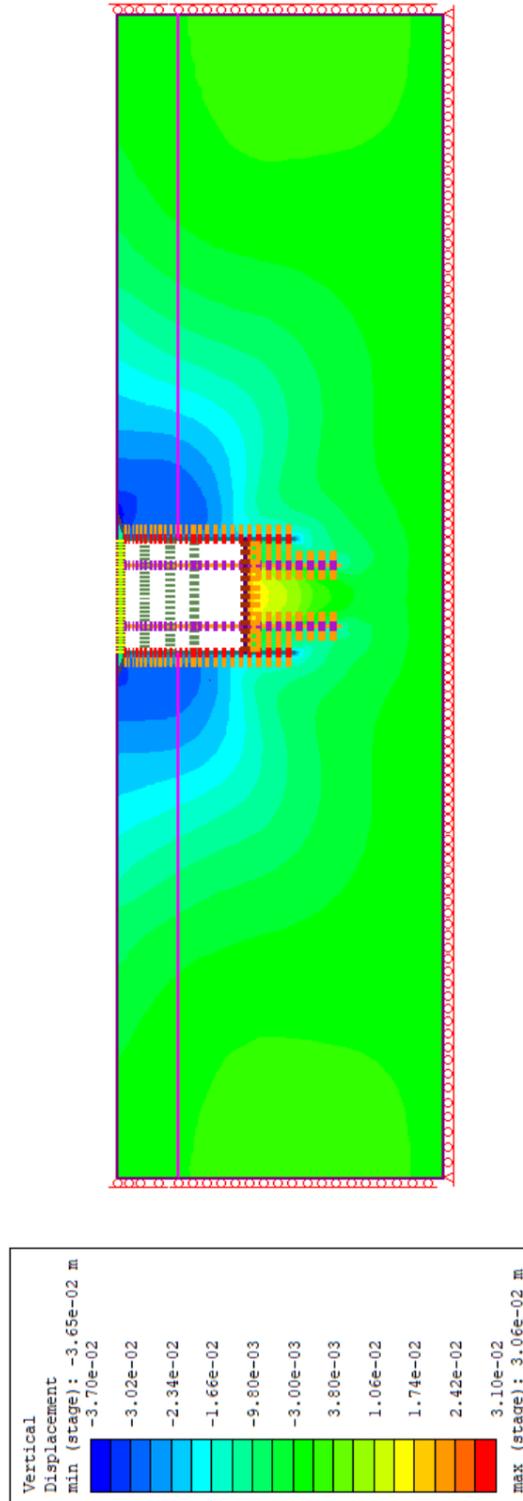
## A.9 Scavo fino a terzo livello puntoni



## A.10 Scavo fino al solettone di fondo

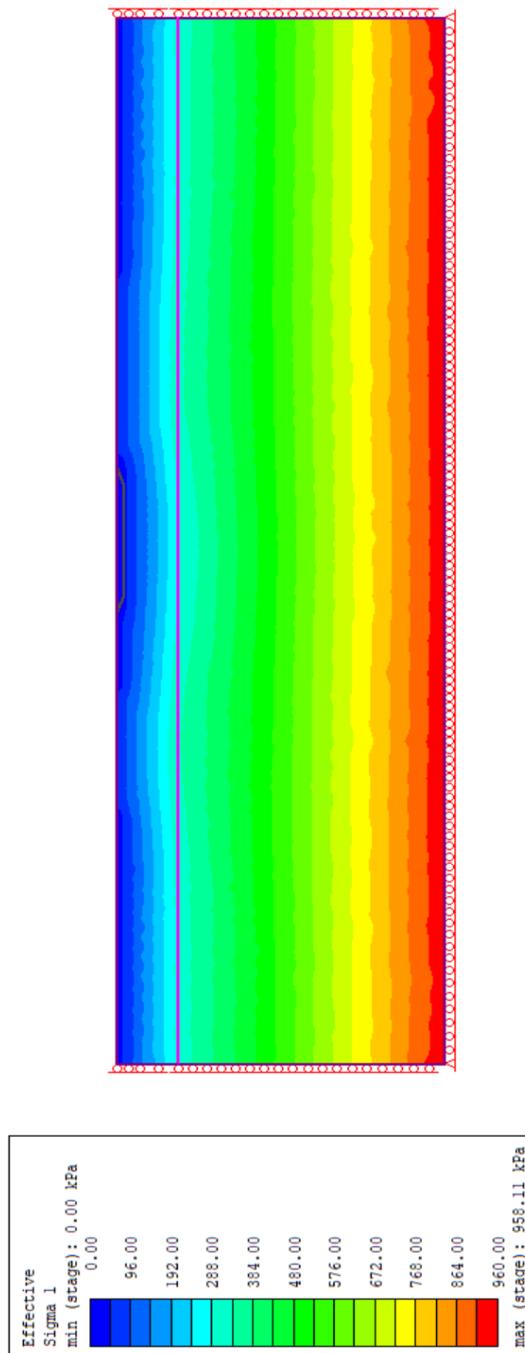


## A.11 Riduzione proprietà meccaniche tampone di fondo

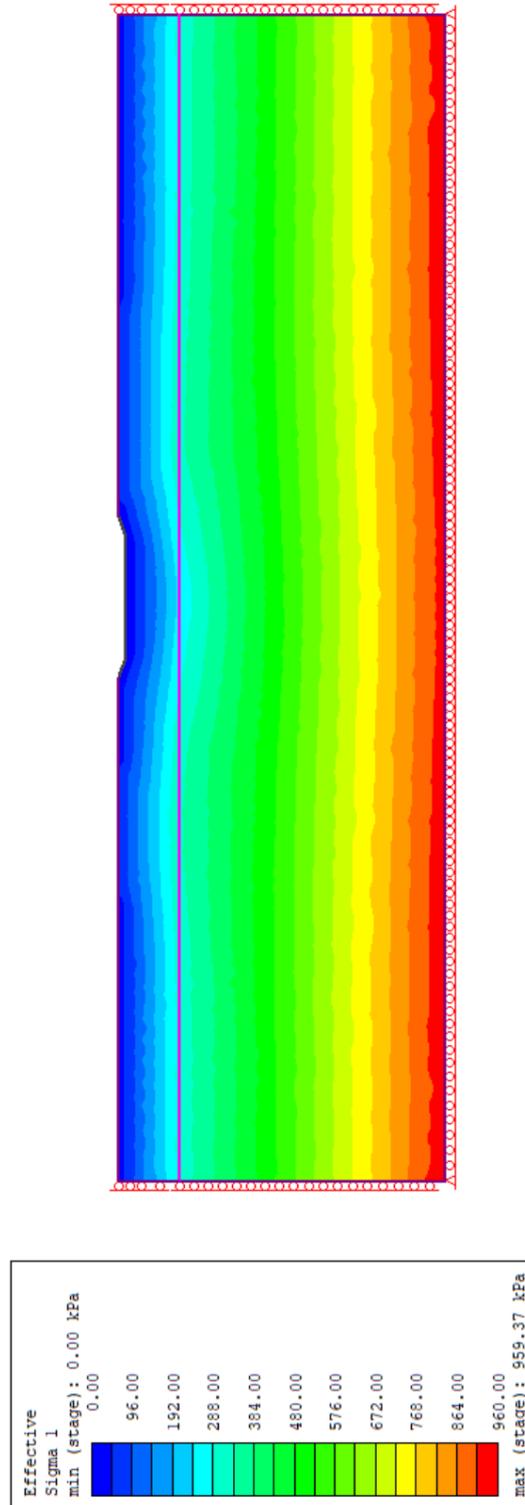


## APPENDICE B – Stato tensionale fasi salienti *HS con argilla*

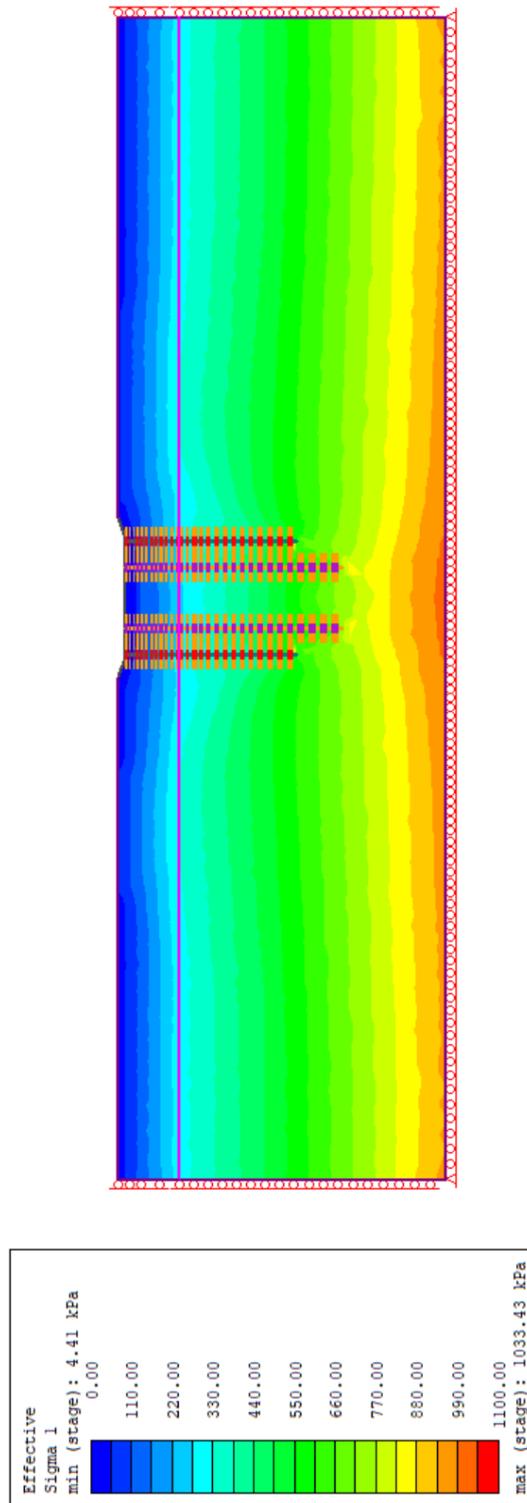
### B.1 Condizioni iniziali



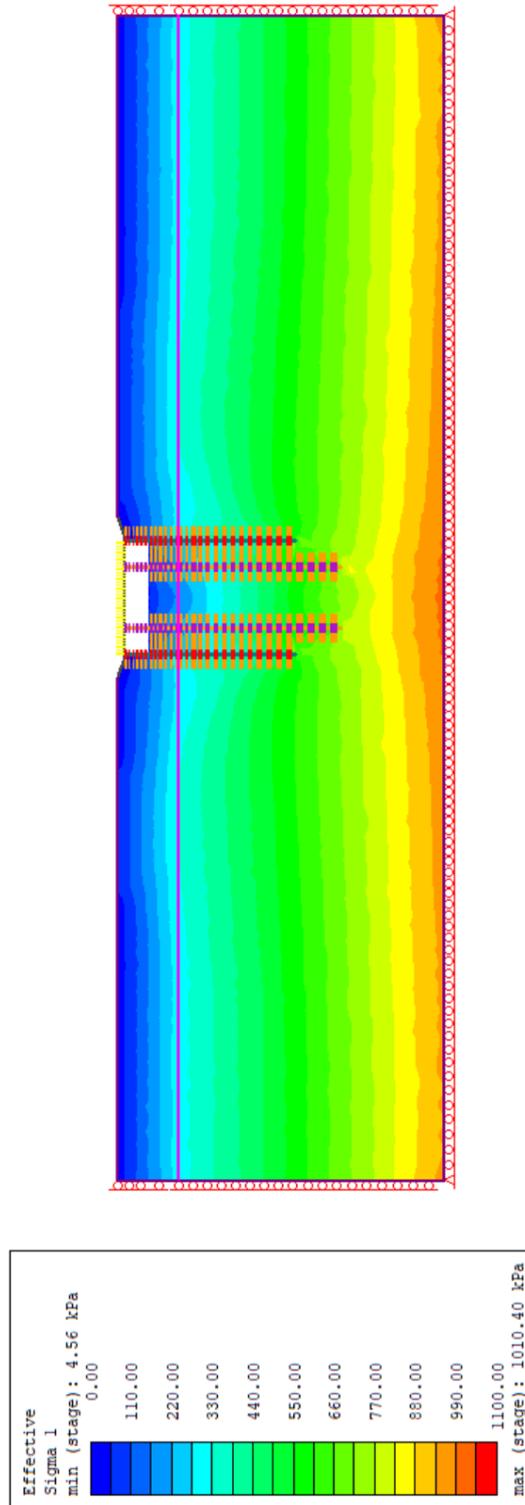
## B.2 Scavo preliminare



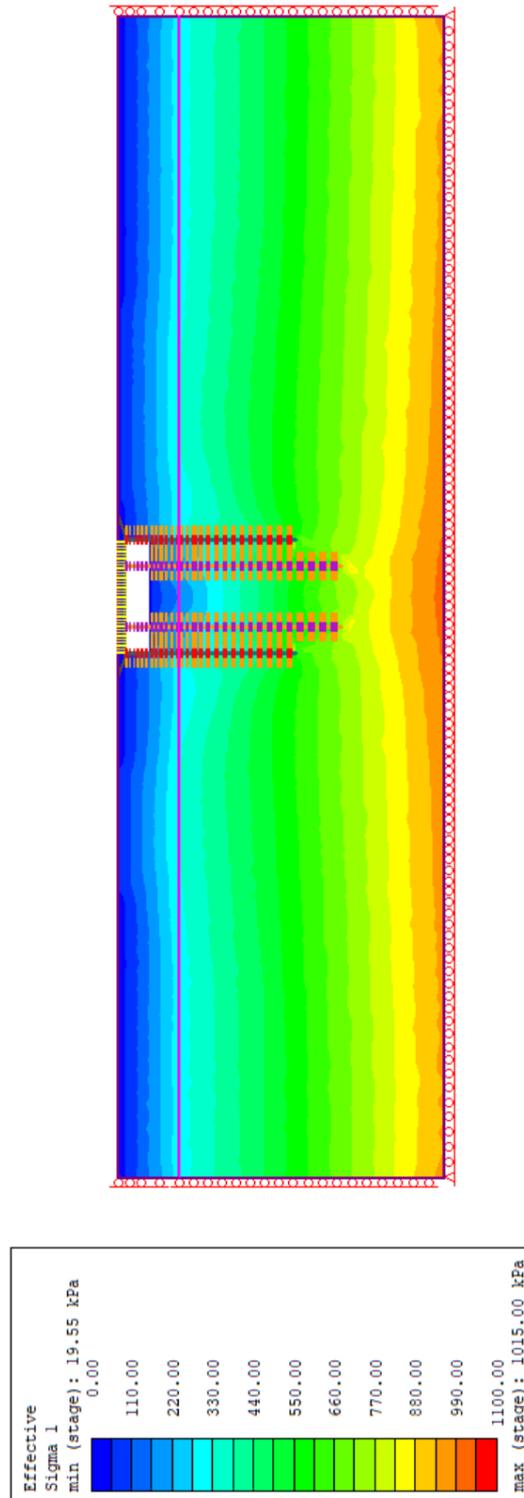
### B.3 Realizzazione tampone di fondo, diaframmi e setti temporanei



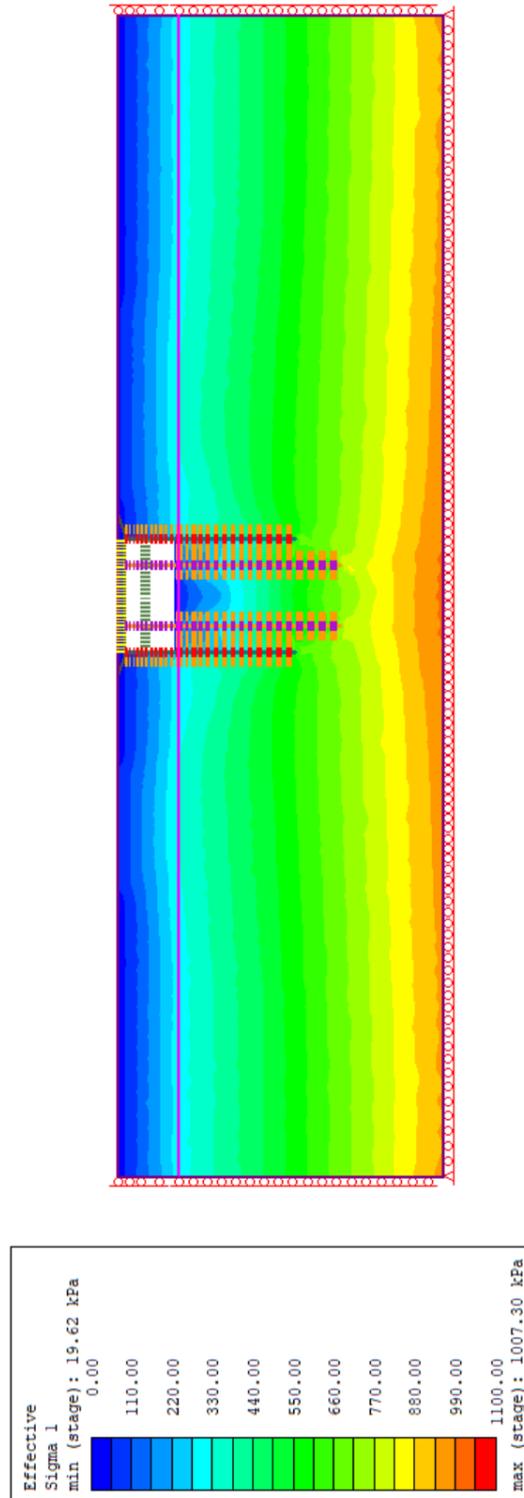
## B.4 Scavo primo solaio intermedio



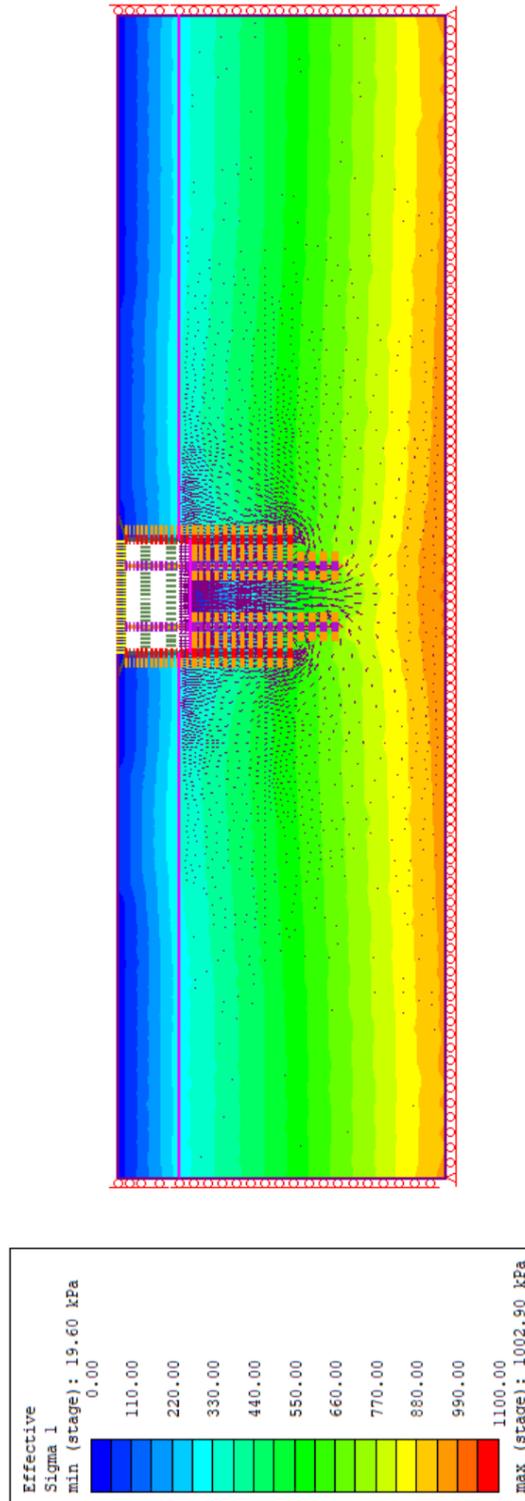
## B.5 Ripristino condizioni pre-scavo



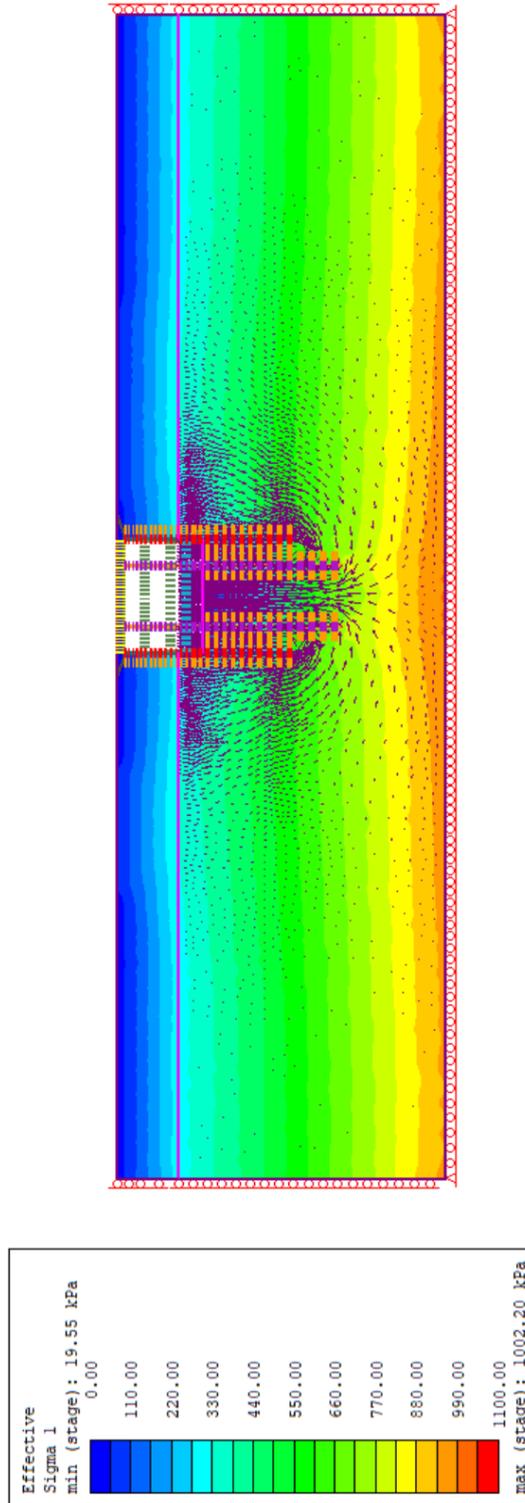
## B.6 Scavo secondo solaio intermedio



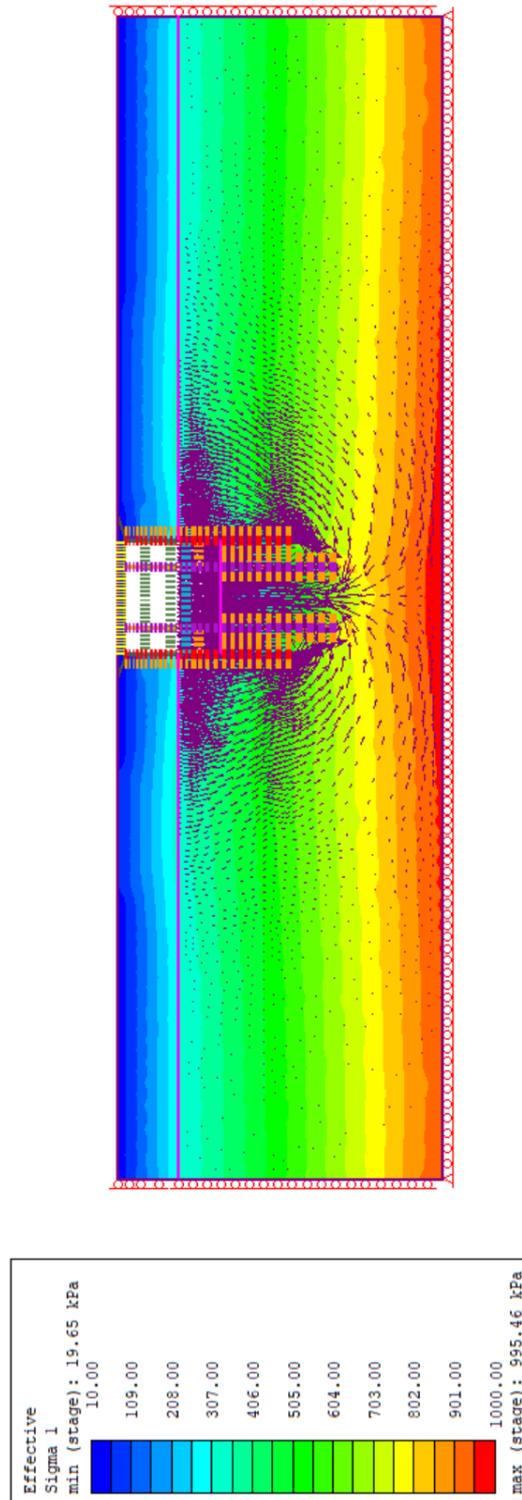
## B.7 Scavo fino a primo livello puntoni



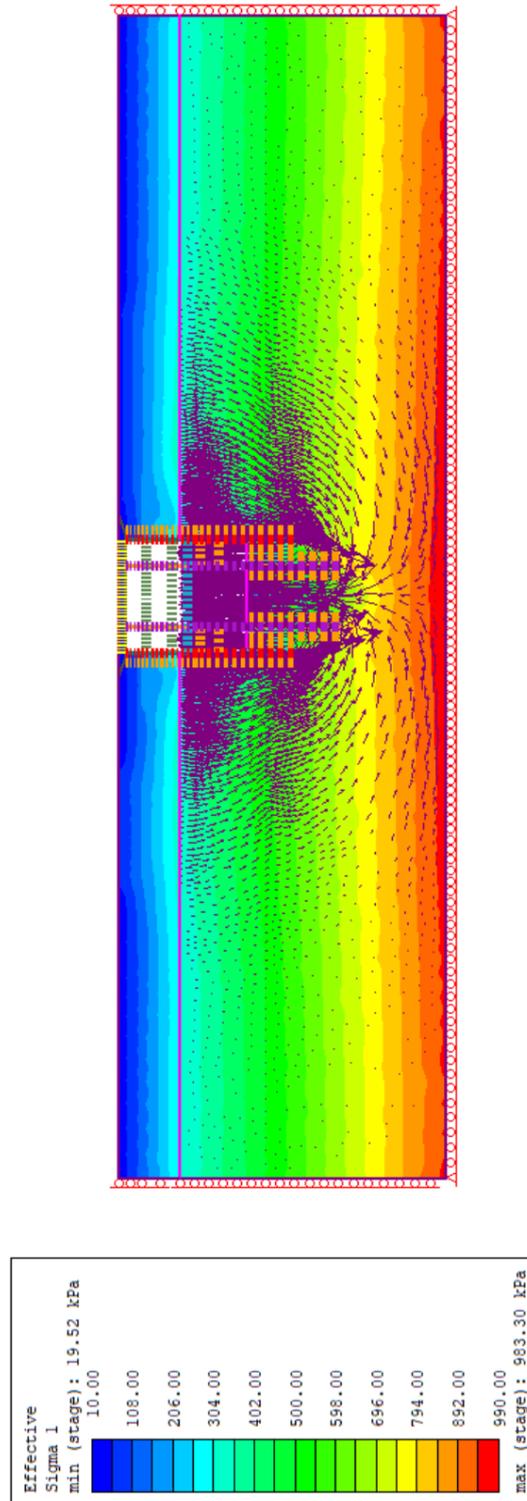
## B.8 Scavo fino a secondo livello puntoni



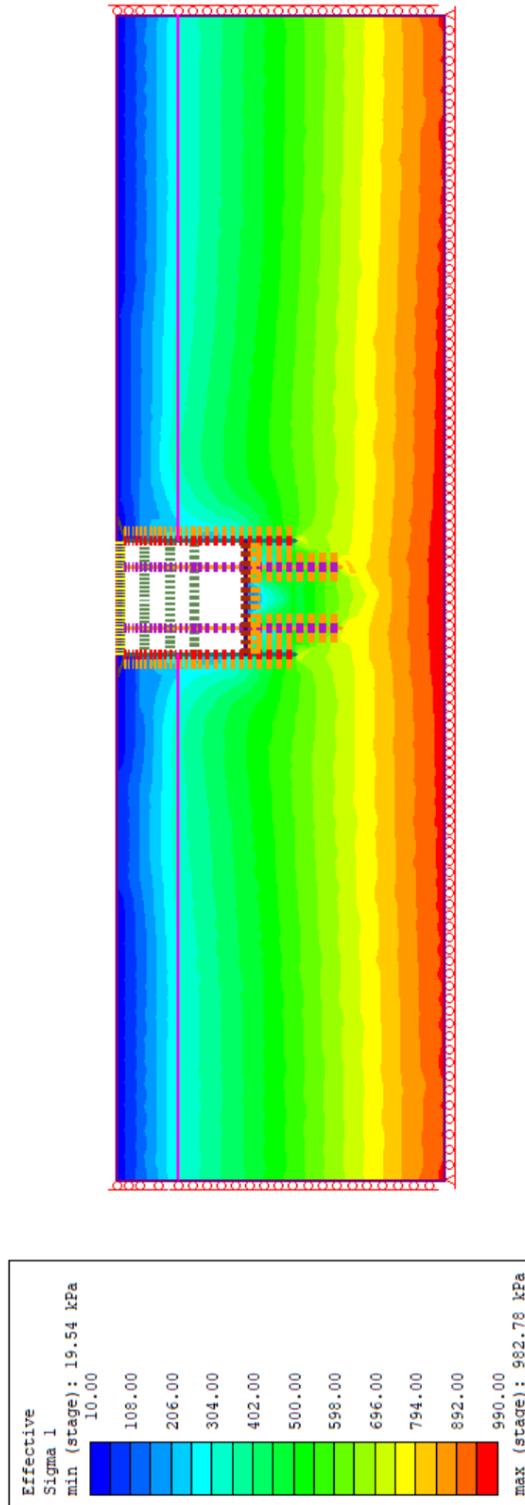
## B.9 Scavo fino a terzo livello puntoni



## B.10 Scavo fino al solettone di fondo



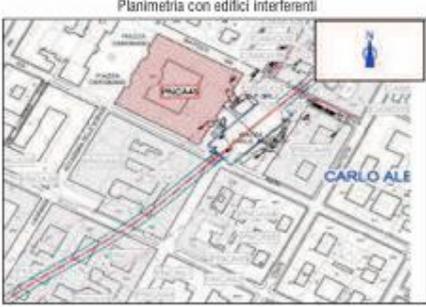
## B.11 Riduzione proprietà meccaniche tampone di fondo



# APPENDICE C – Valutazione del danno atteso sulla struttura

## C.1 Valutazione del danno atteso per Museo del Risorgimento Italiano (PNCA45), fonte Infra.To (2022)

DATI INPUT EDIFICIO		
Codice Edificio	[ID]	PNCA45
Progressiva	[pk]	8+875
Ubicazione		Via Accademia delle Scienze, 5
Posizione rispetto ad asse galleria [1]		Sinistra*
Indice di vulnerabilità *iv*	Breve termine	62
	Lungo termine	55
Fattore di riduzione categorie di danno	*Fr*	1.75
Tipo struttura [2]		M/C **
Destinazione d'uso		Edificio pubblico / Museo
Presenza di fratture		Non rilevate
Grado di conservazione		Buono
Altezza rispetto al p.c	[m]	35,15
Profondità fondazioni al di sotto del p.c	[m]	9,00
Numero di piani fuori terra	[n <sup>f</sup> ]	6
Numero di piani interrati [n <sup>i</sup> ]	[n <sup>i</sup> ]	3
Lunghezza edificio L <sub>2</sub> [3]	[m]	92,8
Distanza bordo dall'asse x1	[m]	-113,20
Distanza bordo dall'asse x2	[m]	-20,40
Quota sotterraneo	[m]	226,99
Quota asse galleria	[m]	211,45
Copertura rispetto a calotta galleria [4]	[m]	10,54
Rapporto moduli di deformazione [5]	E/G	12,5
SPOSTAMENTI E DISTORSIONI ANGOLARI		
Diametro di scavo galleria	[m]	10,00
Parametro di forma K	[-]	0,40
Volume perso Vp	[%]	1,00%
Perdita di volume	[m <sup>3</sup> /m]	78,54
Distanza flesso *f*	[m]	6,21
Picco curva subsidenza (in green field)	[mm]	51
Lunghezza max area di Hogging *Bh <sub>max</sub> *	[m]	0,0
Lunghezza area di Sagging *Bs*	[m]	0,0
Cedimento massimo Edificio *S <sub>max</sub> *	[mm]	0
Distorsione angolare massima (1/β)	[-]	0
Spostamento orizzontale max. *U <sub>max</sub> *	[mm]	0,00
Def. orizzontale max in Hogg ch <sub>h</sub> [6]	[%]	0,000
Def. orizzontale max in Sagg ch <sub>s</sub> [7]	[%]	0,000
CATEGORIA DI DANNO		
Deformazioni orizzontali (con ε <sub>h</sub> = 0)		
Def. di trazione max hogg ε <sub>tr,max,h</sub>	[%]	0,0000
Def. di trazione max sagg ε <sub>tr,max,s</sub>	[%]	0,0000
Valutazione del danno:	Trascurabile	0
Deformazioni orizzontali (con ε <sub>h</sub> = 0)		
Def. di trazione max hogg (%)		0,0000
Def. di trazione max sagg (%)		0,0000
Valutazione del danno:	Trascurabile	0
<b>Legenda:</b>		
[1] *: Posizione rispetto alla direzione di avanzamento della TBM		
[2] **: [C]=cemento armato, [M]=muratura, [M/C]=struttura mista		
[3] Dimensione nella direzione perpendicolare all'asse della galleria		
[4] Copertura in calotta rispetto alla quota fondazione		
[5] 12.5 per fabbricati in c.a. o misti e 2.6 per fabbricati in muratura		
[6] Def. orizzontale max in Hogg calcolata tra i bordi dell'edificio		
[7] Def. orizzontale max in Sagging posta pari a 0 a vantaggio di sicurezza		



Planimetria con edifici interferenti



Foto edificio PNCA45

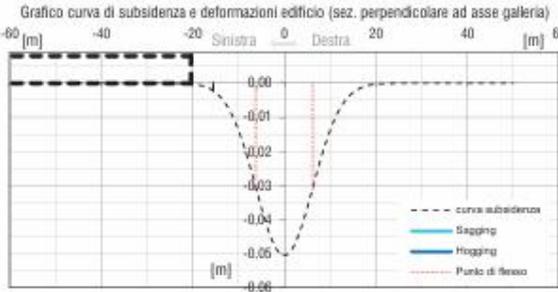


Grafico curva di subsidenza e deformazioni edificio (sez. perpendicolare ad asse galleria)

Determinazione classe di danno									
Indice di vulnerabilità dell'edificio									
Trascurabile		Basso		Disco		Basso		Alto	
0 < iv < 20		20 < iv < 40		40 < iv < 60		60 < iv < 80		80 < iv < 100	
Fattore di riduzione		Fattore di riduzione		Fattore di riduzione		Fattore di riduzione		Fattore di riduzione	
Fr = 1,00		Fr = 1,25		Fr = 1,50		Fr = 1,75		Fr = 2,00	
Asse di controllo									
Asse x1		Asse x2		Asse x3		Asse x4		Asse x5	
min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,00	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,05	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,10	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,20	0,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,30	0,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,40	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,50	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,60	0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,70	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,80	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	1,00	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13	1,10	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14	1,20	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	1,30	1,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
16	1,40	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
17	1,50	1,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18	1,60	1,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	1,70	1,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	1,80	1,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21	1,90	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
22	2,00	2,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
23	2,10	2,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
24	2,20	2,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	2,30	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26	2,40	2,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
27	2,50	2,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28	2,60	2,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
29	2,70	2,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
30	2,80	2,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
31	2,90	3,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
32	3,00	3,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
33	3,10	3,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
34	3,20	3,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
35	3,30	3,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
36	3,40	3,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
37	3,50	3,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
38	3,60	3,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
39	3,70	3,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
40	3,80	3,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
41	3,90	4,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
42	4,00	4,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
43	4,10	4,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
44	4,20	4,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
45	4,30	4,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
46	4,40	4,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
47	4,50	4,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
48	4,60	4,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
49	4,70	4,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
50	4,80	4,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
51	4,90	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
52	5,00	5,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
53	5,10	5,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
54	5,20	5,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
55	5,30	5,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
56	5,40	5,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
57	5,50	5,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
58	5,60	5,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
59	5,70	5,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
60	5,80	5,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
61	5,90	6,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
62	6,00	6,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
63	6,10	6,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
64	6,20	6,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
65	6,30	6,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
66	6,40	6,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
67	6,50	6,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
68	6,60	6,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
69	6,70	6,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
70	6,80	6,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
71	6,90	7,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
72	7,00	7,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
73	7,10	7,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
74	7,20	7,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
75	7,30	7,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
76	7,40	7,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
77	7,50	7,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
78	7,60	7,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
79	7,70	7,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
80	7,80	7,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
81	7,90	8,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
82	8,00	8,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
83	8,10	8,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
84	8,20	8,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
85	8,30	8,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
86	8,40	8,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
87	8,50	8,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
88	8,60	8,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
89	8,70	8,80	0,00	0,00	0,00				



## RINGRAZIAMENTI

Desidero ringraziare, in primo luogo, la mia relatrice, Prof.ssa Ing. Maria Migliazza, e i miei correlatori, Prof. Ing. Renato Maria Cosentini e Prof. Ing. Daniele Costanzo, con i quali ho avuto il piacere di collaborare durante tutto il periodo dedicato alla stesura della tesi. In particolare, li ringrazio per il costante supporto e la disponibilità dimostrata sia nell'affrontare le situazioni più semplici, sia, soprattutto, nell'affrontare le complesse sfide legate alla progettazione e all'analisi in questo elaborato.

In secondo luogo, ma non certo per importanza, desidero ringraziare la mia famiglia, che, seppur a distanza, mi ha sempre sostenuto, sia indirettamente che direttamente, durante tutto il mio percorso di studi e, in particolar modo, in questo periodo complesso dedicato al progetto di fine corso. Un ringraziamento speciale va ai miei genitori, per esserci sempre stati e per essere semplicemente loro stessi.

Con grande affetto, voglio citare mio fratellino Antonio, che ha dimostrato coraggio e forza nonostante la distanza fisica che ci separa, riuscendo sempre a regalarmi momenti di felicità attraverso le sue parole e i suoi sorrisi.

Un grazie infinito alla mia compagna di viaggio, Eléna Solimeo, che mi ha sostenuto in ogni momento, infondendomi forza e gioia quando nessun altro avrebbe potuto. I piccoli gesti fatti con grande amore non passano mai inosservati, ed è per questo che desidero ricordarla tra le persone più importanti della mia vita, con queste semplici ma sincere parole. Insieme a lei, ringrazio di cuore la sua famiglia per la generosità e il supporto che mi hanno mostrato fino ad oggi.

Infine, un sentito ringraziamento va a tutti i miei amici che, vicini o lontani, hanno sempre saputo spendere parole di incoraggiamento nei miei confronti e che, con il loro sostegno, mi sono stati accanto in tanti momenti. In particolare, desidero citare il mio caro amico Francesco La Face, che mi ha offerto un aiuto concreto su alcuni aspetti legati a questa tesi, e la sua compagna Giorgia Curci, per la sua bontà, la serietà e la capacità di rendere speciali anche le giornate più semplici.

Vorrei, inoltre, ricordare con affetto gli amici che considero più vicini, perché, al di là del supporto ricevuto in questo percorso, sono e saranno sempre parte della mia vita. Persone capaci di renderti felice anche con poco e di sostenerti con piccoli gesti e le parole giuste, anche quando non ce n'è strettamente bisogno.

Pertanto, ringrazio di cuore gli amici di sempre, come Angelo, Manuel, Emanuele, Alessandro, Ciccio, Alice, Carlo, Simone e Tommaso, così come gli amici conosciuti più di recente, tra cui Clara, Giacomo, Eugenia, Veronica, Sebastiano e Lorenzo, senza dimenticare il mio ex coinquilino Alessio, per tutti i bei momenti condivisi.

Grazie a tutti voi.

## BIBLIOGRAFIA

- Acciarri, M. (2020). *Buone pratiche di ingegneria e sicurezza nello scavo di gallerie in atmosfera iperbarica*. Tesi di Laurea Magistrale, Alma Mater Studiorum – Università di Bologna. Tratto da <https://amslaurea.unibo.it/19807/>
- Alva Garcia, F. J. (2017). *Análise do comportamento de radier estaqueados com estaca defeituosa carregados horizontalmente em solo tropical*. Tesi di dottorato, Ingegneria civile e ambientale.
- Augarde, C. E., Lee, S. J., & Loukidis, D. (2021). Numerical modelling of large deformation problems in geotechnical engineering: A state-of-the-art review. *Soils and Foundations*, 61(6), 1718-1735. doi:<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2021.08.007>
- Barla, M., & Barla, G. (2012). Torino subsoil characterization by combining site investigations and numerical modelling / Charakterisierung des Turiner Untergrunds mithilfe von Feldstudien und numerischer Modellierungen. *Geomechanik Und Tunnelbau*, 5(3), 214-232. doi:<https://doi.org/10.1002/geot.201200008>
- Bilotta, E., Russo, G., & Viggiani, C. (2002). Cedimenti indotti da gallerie superficiali in ambiente urbano. *XXI Convegno Nazionale di Geotecnica: Opere geotecniche in ambiente urbano*.
- Bjerrum, L., & Eide, O. (1956). Stability of strutted excavations in clay. *Geotechnique*, 6(1), 32-47.
- Boone, S. J. (2003). *Design of deep excavations in urban environments*. Tratto da <https://utoronto.scholaris.ca/items/8273d833-624a-43ea-add8-eeeb0af5f7ec>
- Boone, S. J., & Westland, J. (2006). Estimating displacements associated with deep excavations. *In Geotechnical aspects of underground construction in soft ground. Proceedings of the 5th international conference of TC 28 of the ISSMGE*, (p. 817-822). The Netherlands.
- Boscardin, M. D., & Cording, E. J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(1), 1-21. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1989\)115:1\(1\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1989)115:1(1))

- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design* (4 ed.). New York: McGraw-Hill.
- Bryson, L. S., & Zapata-Medina, D. G. (2012). Method for estimating system stiffness for excavation support walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(9), 1104-1115. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000683](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000683)
- Burland, J. B. (2001). Assessment methods used in design. In J. B. Burland, J. R. Standing, & F. M. Jardine, *Building response to tunnelling: case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London* (p. 23-44). Thomas Telford Publishing.
- Burland, J. B., & Wroth, C. P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. *Proc. Conf. on Settlement of Structures* (p. 611-654). London: Pentech Press.
- Burland, J. B., Broms, B. B., & De Mello, V. F. (1977). Behaviour of foundations and structures. State-of-the-art report. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 2, p. 495-546. Tokyo, Japan.
- Calvello, M., & Finno, R. J. (2004). Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis. *Computers and Geotechnics*, 31(5), 411-425. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2004.03.004>
- Cantone, A. (2010). *Comportamento di scavi profondi in ambiente urbano*. Tesi di dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II, Ingegneria idraulica, geotecnica ed ambientale. doi:<http://dx.doi.org/10.6092/UNINA/FEDOA/8446>
- Caspe, M. S. (1966). Surface settlement adjacent to braced open cuts. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 92(4), 51-59.
- Castagnola, G. (2019). *Caratterizzazione di materiali rocciosi finalizzata allo scavo meccanico mediante utensili a disco*. Tesi di Dottorato, Politecnico di Torino.
- Chai, J., Shen, S., Ding, W., Zhu, H., & Carter, J. (2014). Numerical investigation of the failure of a building in Shanghai, China. *Computers and Geotechnics*, 55, 482-493. doi:<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.10.001>

- China, S., Pieretto, A., & Scattolin, A. (2022). Come funziona il metodo costruttivo top down: fasi costruttive e caso studio. *Ingenio*. Tratto da Ingenio: <https://www.ingenio-web.it/articoli/come-funziona-il-metodo-costruttivo-top-down-fasi-costruttive-e-caso-studio/>
- Clough, G. W., & O'Rourke, T. D. (1990). Construction induced movements of insitu walls. *Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, 439-470. Tratto da [https://www.researchgate.net/publication/279565072\\_Construction\\_induced\\_movements\\_of\\_in\\_situ\\_wall](https://www.researchgate.net/publication/279565072_Construction_induced_movements_of_in_situ_wall)
- Clough, G. W., Smith, E. M., & Sweeney, B. P. (1989). Movement control of excavation support systems by iterative design. *In Foundation Engineering: Current Principles and Practices*. 2, p. 869-884. American Society of Civil Engineers.
- Crova, R., & De Martini Ugolotti, P. (2022). *Geotecnica e sismica: sezioni geotecniche in corrispondenza delle stazioni e dei manufatti di linea - stazione Carlo Alberto*. Comune di Torino.
- Crova, R., & De Martini Ugolotti, P. (2023). *Geotecnica e Sismica. Profilo geotecnico. Tavola 3/6*. Comune di Torino.
- Crova, R., & De Martini Ugolotti, P. (2023). *Geotecnica e sismica: Relazione geotecnica e sismica*. Comune di Torino.
- Crova, R., & Rizzo, F. (2022). *Progetto strutturale - stazioni speciali. Stazione Carlo Alberto. Schema fasi costruttive Tav. 1/3*. Infra.To.
- Crova, R., & Rizzo, F. (2022). *Progetto strutturale - stazioni speciali: Stazione Carlo Alberto. Armatura tipologica - paratia*. Comune di Torino.
- Crova, R., & Rizzo, F. (2022). *Progetto strutturale - stazioni speciali: stazione Carlo Alberto. Schema fasi costruttive Tav. 2/3*. Comune di Torino.
- Crova, R., & Rizzo, F. (2022). *Strutture e metodi costruttivi - stazioni speciali: stazione Carlo Alberto. Relazione di calcolo opere di sostegno stazione*. Comune di Torino.
- Crova, R., & Rizzo, F. (2022). *Strutture e metodi costruttivi - stazioni speciali: stazione Carlo Alberto. Relazione di calcolo strutture interne stazione*. Comune di Torino.

- Crova, R., & Rizzo, F. (2022). *Subsidenze, presidio e monitoraggi: bacino subsidenza e impatto sulle pre-esistenze. Relazione tecnica*. Comune di Torino.
- Crova, R., & Rizzo, F. (2022). *Subsidenze, presidio e monitoraggi: bacino subsidenza e impatto sulle pre-esistenze. Stazione Carlo Alberto*. Comune di Torino.
- Crova, R., & Rizzo, F. (2023). *Elaborati generali: Relazione illustrativa e procedura di codifica*. Comune di Torino.
- Crova, R., & Rizzo, F. (2023). *Progetto strutturale - stazioni speciali: stazione Carlo Alberto. Schema fasi costruttive Tav. 3/3*. Comune di Torino.
- Crova, R., & Strippoli, S. (2023). *Geologia e idrogeologia: Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica*. Comune di Torino.
- Dan, K., & Sahu, R. B. (2018). Estimation of Ground Movement and Wall Deflection in Braced Excavation by Minimum Potential Energy Approach. *International Journal of Geomechanics*, 18(7). doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001105](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001105)
- De Vallejo, L. G., & Ferrer, M. (2011). *Geological Engineering*. CRC press. Tratto da <https://archive.org/details/geological-engineering-gonzalez-de-vallejo-and-ferrer/mode/2up?view=theater>
- D'Effremo, M. E., Fontanella, E., & Desideri, A. (2011). Mitigazione degli effetti indotti dalla realizzazione della linea B1 della metropolitana di Roma mediante la tecnica del compensation grouting. *Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica*, (p. 1-6).
- Dhadse, G. D., Ramtekkar, G. D., & Bhatt, G. (2021). Finite Element Modeling of Soil Structure Interaction System with Interface: A Review. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 28(5), 3415–3432. doi:<https://doi.org/10.1007/s11831-020-09505-2>
- Emanuele, C. R., & Bella, G. (2021). Analisi di differenti metodi di calcolo per la modellazione di opere di sostegno flessibili. *In 10° IAGIG – Incontro Annuale dei Giovani Ingegneri Geotecnici*. Pisa: Associazione Geotecnica Italiana.

- Escobar Niño, J. S. (2024). *On the soil – structure interaction induced by shallow tunnelling in urban area. Numerical modelling predictions for the Metro-Line 2 of Torino, Italy*. Tesi di Laurea Magistrale, Politecnico di Torino, Ingegneria civile.
- Fan, X., Phoon, K. K., Xu, C., & Tang, C. (2021). Closed-form solution for excavation-induced ground settlement profile in clay. *Computers and Geotechnics*, 137(104266). doi:<https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2021.104266>
- Garini, A. D. (2018). *Scavi Profondi: Analisi e metodi di calcolo di paratie multi-ancorate e/o puntonate*. Dario Flaccovio Editore. Tratto da [https://www.medicalinformation.it/pub/media/blfa\\_files/9788857908427.pdf](https://www.medicalinformation.it/pub/media/blfa_files/9788857908427.pdf)
- Ge, J. (2023). Exploring the Finite Difference Method in Geotechnical Engineering. *Journal of Geology & Geophysics*, 12(1108). Tratto da <https://www.longdom.org/open-access/exploring-the-finite-difference-method-in-geotechnical-engineering.pdf>
- Grasso, P., & Soldo, L. (2017). Risk analysis-driven design in tunnelling: the state-of-the-art, learnt from past experiences, and horizon for future development. *Innovative Infrastructure Solutions*, 2(49), 1-23. doi:<https://doi.org/10.1007/s41062-017-0087-2>
- Guglielmetti, V. (2008). *Mechanized tunnelling in urban areas: design methodology and construction control*. Taylor & Francis.
- Gullace, F. (2025). *Torino | Mobilità – Linea 2 Metropolitana: ecco il progetto della nuova M2*. Tratto il giorno aprile 2025 da urbanfile: <https://blog.urbanfile.org/2025/01/22/torino-mobilita-linea-2-metropolitana-ecco-il-progetto-della-nuova-m2/>
- Hsieh, P., & Ou, C. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian geotechnical journal*, 35(6), 1004-1017. Tratto da [https://www.researchgate.net/publication/237381042\\_Shape\\_of\\_ground\\_surface\\_settlement\\_profiles\\_caused\\_by\\_excavation](https://www.researchgate.net/publication/237381042_Shape_of_ground_surface_settlement_profiles_caused_by_excavation)
- Incerti, C. (2014). *Analisi FEM 3D d'interazione terreno-struttura: effetti dello scavo di una galleria sotto edifici in muratura*. Tesi di Laurea Magistrale,

Alma Mater Studiorum – Università di Bologna, Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali. Tratto da <https://amslaurea.unibo.it/id/eprint/7557/>

- Iorio, C. (2013). *Analisi di alcuni fattori influenti sul comportamento di paratie di sostegno*. Tesi di Dottorato, Università degli studi di Napoli Federico II, Ingegneria idraulica, geotecnica ed ambientale. doi:<http://dx.doi.org/10.6092/UNINA/FEDOA/9171>
- Kung, G. T., Juang, C. H., Hsiao, E. C., & Hashash, Y. M. (2007). Simplified model for wall deflection and ground-surface settlement caused by braced excavation in clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(6), 731-747. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:6\(731\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:6(731))
- Leiper, Q. J. (1984). *Instrumentation of diaphragm walls*. Doctoral dissertation, University of Surrey.
- Liang, L., Cheng, Y. M., & Wang, J. H. (2020). Numerical Methods in Geotechnical Engineering. In *Numerical Methods and Implementation in Geotechnical Engineering - Part I*. Bentham Science Publishers. doi:<https://doi.org/10.2174/9789811437397120030003>
- Long, M. (2001). Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3), 203-224. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:3\(203\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:3(203))
- Mair, R. J., Taylor, R. N., & Burland, J. B. (1996). Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling. *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*, 713-718.
- Mana, A. I., & Clough, G. W. (1981). Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(6), 759-777.
- O'Rourke, T. D. (1993). Base stability and ground movement prediction for excavations in soft clay. In T. D. O'Rourke, & C. R. Clayton, *Retaining structures* (p. 657-686). Thomas Telford Publishing. doi:<https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/rs.19324.0065>

- O'Rourke, T. D., Cording, E. J., & Boscardin, M. (1976). *The ground movements related to braced excavation and their influence on adjacent buildings*. U.S. Department of Transportation, Federal Railroad Administration. Tratto da <https://babel.hathitrust.org/cgi/pt?id=uiuo.ark:/13960/t9d60cx92&seq=23>
- Osman, A. S., & Bolton, M. D. (2006). Ground movement predictions for braced excavations in undrained clay. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 132(4), 465-477. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:4\(465\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:4(465))
- Ou, C. Y., Hsieh, P. G., & Chiou, D. C. (1993). Characteristics of ground surface settlement during excavation. *Canadian geotechnical journal*, 30(5), 758-767.
- P.G. (s.d.). *Waterstop*. Tratto da <https://www.waterstops.it/waterstop>
- Palazzo, B., Calvello, M., De Iuliis, M., & Castaldo, P. (2009). Sostenibilità ambientale di scavi profondi in area urbana. *Atti della Giornate AICAP 2009, 1*, p. 289-297.
- Pane, V., & Tamagnini, C. (1997). Problemi generali della analisi delle opere di sostegno. *IV Convegno Nazionale dei Ricercatori Universitari*, 2, p. 7-120. Perugia.
- Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunneling in soft ground: State-of-the-art report. *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 4, p. 225-290. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Tratto da International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: [https://www.issmge.org/uploads/publications/1/38/1969\\_04\\_0004.pdf](https://www.issmge.org/uploads/publications/1/38/1969_04_0004.pdf)
- Polshin, D. E., & Tokar, R. A. (1957, agosto). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. *In Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, p. 402-405. Londra: Butterworth's.
- Potts, D. M., & Zdravković, L. (2001). Earth retaining structures. In D. M. Potts, L. Zdravković, T. I. Addenbrooke, K. G. Higgins, & N. Kovačević, *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: application* (Vol. 2, p. 74-124). Thomas Telford. doi:<https://doi-org.ezproxy.biblio.polito.it/10.1680/feaigea.27831.0003>

- Qian, J., Tong, Y., Mu, L., Lu, Q., & Zhao, H. (s.d.). A displacement controlled method for evaluating ground settlement induced by excavation in clay. *Geomechanics and Engineering*, 20(4), 275-285.
- Railsystem. (s.d.). *Cut and Cover*. Tratto da <https://railsystem.net/cut-and-cover/>
- Rocscience. (s.d.). *Add Structural Interface*. Tratto da <https://www.rocscience.com/help/rs2/documentation/rs2-model/support-2/geosynthetics-structural-interfaces/add-structural-interface>
- Rocscience. (s.d.). *Hardening Soil Model*. Tratto da <https://static.rocscience.cloud/assets/verification-and-theory/RS3/15-Hardening-Soil-Model-PLAXIS.pdf>
- Sagaseta, C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. *Geotechnique*, 37(3), 301-320.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (2019). The Hardening Soil Model - Formulation and Verification. In *Beyond 2000 in Computational Geotechnics* (p. 281-296). Routledge.
- Schuster, M., Kung, G. T., Juang, C. H., & Hashash, Y. M. (2009). Simplified Model for Evaluating Damage Potential of Buildings Adjacent to a Braced Excavation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(12), 1823-1835. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000161](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000161)
- Shao, C., & Lan, D. (2014). Optimal control of an earth pressure balance shield with tunnel face stability. *Automation in Construction*, 46, 22-29. doi:<https://doi.org/10.1016/j.autcon.2014.07.005>
- Skempton, A. W., & MacDonald, D. H. (1956). The allowable settlements of buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 5(6), 727-768.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: Wiley.
- Timoshenko, S. (1957). *Strength of Materials - Part I*. London: D. Van Nostrand Co. Inc.
- TunnelPro. (s.d.). *TBM a Contropressione di Terra (EPB)*. Tratto da <https://tunnelpro.it/it/epb>
- TunnelPro. (s.d.). *TBM a Doppio Scudo*. Tratto da <https://tunnelpro.it/it/doppio-scudo-tbm>

- Vannucchi, G. (2018). *Stima dei cedimenti indotti da scavi a cielo aperto e rischio di danno agli edifici*. Tratto da Bollettino ingegneri: <https://news.bollettinoingegneri.it/2018/07/26/stima-dei-cedimenti-indotti-da-scavi-a-cielo-aperto-e-rischio-di-danno-agli-edifici/>
- Wittke, W. (2006). *Stability analysis and design for mechanized tunneling*. Essen : VGE, Verl. Fortuna.
- Yoo, C. (2001). Behavior of braced and anchored walls in soils overlying rock. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3), 225-233. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:3\(225\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:3(225))
- Zheng, C. (2022). *Ground movements due to deep excavations and their effects on pile foundation*. Tesi di dottorato, Escuela de Caminos, Canales y Puertos.