

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Anno accademico 2021/2022



**Politecnico
di Torino**

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

Studio dei cedimenti indotti dallo scavo di gallerie superficiali in ambiente urbano

Relatore

Prof.ssa Monica Barbero

Candidato

Paolo Poli

Relatori esterni

Ing. Giovanni Quaglio

Ing. Domenico Parisi

Luglio 2022

Indice

Indice delle figure	5
Indice delle tabelle.....	11
Introduzione	13
1. Stima dei cedimenti in superficie e taratura dei parametri tramite analisi numerica.....	17
1.1 Introduzione al problema	17
1.2 Analisi numerica	20
Software RS2 e analisi FEM.....	20
Sezione “solo suoli”	22
Sezione “Lave +Ghiaia”	30
Sezione “Complessa”	36
Sezione “Solo lave”	42
1.3 Risultati delle analisi numeriche.....	47
Sezione “solo suoli”	47
Sezione “Lave+Ghiaie”	51
Sezione “Complessa”	54
Sezione “Solo lave”	57
1.4 Suddivisione dello sviluppo longitudinale del tunnel in segmenti omogenei	
61	
Galleria naturale 1	61
Galleria naturale 2	76
Galleria naturale 3	79
1.5 Osservazioni sul modello costitutivo “Hardening Soil”	81
2. Valutazione del rischio indotto dallo scavo in sotterraneo sugli edifici	83
2.1 Building Risk Assessment.....	84
2.2 Il metodo proposto da Loganathan	85
3. Applicazione del BRA al caso studio	119
3.1 Edificio con fondazione superficiale	120
3.2 Edificio fondato su pali	124
3.3 Analisi di rischio considerando i cedimenti in superficie maggiorati	145
Edificio con fondazione superficiale	145
Edificio fondato su pali	149
Conclusioni.....	170
Bibliografia	173

Indice delle figure

Figura 0.1 Risposta di un edificio corto, Chapman et al., 2017.	14
Figura 0.2 Risposta di un edificio lungo, Chapman et al., 2017.....	14
Figura 1.1 Curva Gaussiana, Geodata engineering spa (2020).....	18
Figura 1.2 Differential methods e Incremental methods, Barla (2020)	21
Figura 1.3 Sezione di scavo di tipo 3, Geodata engineering SPA (2022)	23
Figura 1.4 Rappresentazione schematica di un rivestimento composto dai materiali 1 e 2, Carranza Torres Diederichs (2009)	25
Figura 1.5 Stage 1 geostatico sezione “solo suoli”	27
Figura 1.6 Stage 2 terreno migliorato sezione “solo suoli”	27
Figura 1.7 Stage 3 scavo con rilascio tensionale al 50% sezione “solo suoli”	27
Figura 1.8 Stage 4 rivestimento primario e completo rilascio tensionale sezione “solo suoli”	27
Figura 1.9 Mesh relativa alla sezione "Solo suoli" nella regione di interesse	29
Figura 1.10 Sezione di scavo di tipo 3, Geodata engineering SPA.....	33
Figura 1.11 Stage 1 geostatico sezione “Lave+Ghiaie”	34
Figura 1.12 Stage 2 terreno migliorato sezione “Lave+Ghiaie”	34
Figura 1.13 Stage 3 scavo con il rilascio tensionale al 50% sezione “Lave+Ghiaie”	34
Figura 1.14 Stage 4 rivestimento primario e completo rilascio tensionale sezione “Lave+Ghiaie”	35
Figura 1.15 Sezione di scavo di tipo 2, Geodata engineering SPA (2022)	40
Figura 1.16 Stage 1 geostatico sezione “complessa”	41
Figura 1.17 Stage 2 scavo con rilascio tensionale al 50% sezione “complessa”	41
Figura 1.18 Stage 3 supporto primario e completo rilascio tensionale sezione “complessa”	41
Figura 1.19 Sezione di scavo di tipo 1, Geodata engineering SPA.....	44
Figura 1.20 Stage 1 Geostatico con materiali elastici sezione “solo lave”	45
Figura 1.21 Stage 2 Geostatico con materiali plastici sezione “solo lave”	45
Figura 1.22 Stage 3 scavo con rilascio tensionale al 50% sezione “solo lave”	46
Figura 1.23 Stage 4 supporto primario e completo rilascio tensionale sezione “solo lave”	46
Figura 1.24 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 3	47
Figura 1.25 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 4	48
Figura 1.26 Confronto tra le curve di subsidenza in superficie relative allo stage 3 e lo stage 4.....	48
Figura 1.27 Confronto tra la curva ottenuta dal modello numerico e la curva ricostruita per via analitica	50
Figura 1.28 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 3	51
Figura 1.29 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 4	51
Figura 1.30 Confronto tra le curve di subsidenza in superficie relative allo stage 3 e lo stage 4.....	52
Figura 1.31 Confronto tra la curva ottenuta dal modello e la curva costruita per via analitica.....	53
Figura 1.32 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 2	54
Figura 1.33 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 3	54

Figura 1.34 Confronto tra le curve di subsidenza in superficie relative allo stage 2 e lo stage 3.....	55
Figura 1.35 Confronto tra la curva di subsidenza ottenuta dal modello e la curva ottenuta per via analitica.....	56
Figura 1.36 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 3	57
Figura 1.37 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 4	57
Figura 1.38 Confronto tra le curve di subsidenza in superficie relative allo stage 3 e lo stage 4.....	58
Figura 1.39 Confronto tra le curva ottenuta dal modello e la curva analitica.....	59
Figura 1.40 Prima parte della galleria naturale 1 e suddivisione in tratti	62
Figura 1.41 Suddivisione stratigrafica della prima parte della galleria naturale 1	62
Figura 1.42 Seconda parte della galleria naturale 1 e suddivisione in tratti	64
Figura 1.43 Suddivisione stratigrafica della seconda parte della galleria naturale 1 ..	64
Figura 1.44 Suddivisione in tratti della terza parte della galleria naturale 1.....	67
Figura 1.45 Suddivisione stratigrafica per la terza parte della alleria naturale 1.....	67
Figura 1.46 Suddivisone in tratti della quarta parte della galleria naturale 1.....	72
Figura 1.47 Suddivisione stratigrafica della quarta parte della galleria naturale 1.....	72
Figura 1.48 Suddivisione in tratti della quinta parte della galleria naturale 1	75
Figura 1.49 Suddivisione stratigrafica dell'ultima parte della galleria naturale 1	75
Figura 1.50 Suddivisione in tratti della galleria naturale 2	76
Figura 1.51 Suddivisione stratigrafica Galleria naturale 2.....	77
Figura 1.52 Suddivisione in tratti della galleria naturale 3	79
Figura 1.53 Suddivisone stratigrafica della Galleria naturale 3	79
Figura 1.54 Superfici di snervamento deviatorica (rosso) e volumetrica (blu), manuale di PLAXIS edition v20	82
Figura 2.1 Spostamento radiale teorico e spostamento radiale reale, Loganathan (2011).....	86
Figura 2.2 Scudo della TBM con le sue componenti, Loganathan (2011)	87
Figura 2.3 Configurazione standard con cui sono state derivate le equazioni degli spostamenti, Loganathan (2011).....	91
Figura 2.4 Caso base per la valutazione degli effetti degli spostamenti del terreno sui pali, Loganathan (2011)	92
Figura 2.5 Momento flettente per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011).....	94
Figura 2.6 Spostamento laterale per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011).....	95
Figura 2.7 Cedimento in testa al palo per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)	95
Figura 2.8 Forza assiale positiva per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011).....	95
Figura 2.9 Forza assiale negativa per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)	96
Figura 2.10 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011).....	96
Figura 2.11 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)	96
Figura 2.12 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo n funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)	97

Figura 2.13 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011).....	97
Figura 2.14 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)	97
Figura 2.15 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione del diametro del palo, modificato da Loganathan (2011).....	98
Figura 2.16 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione di d , modificato da Loganathan (2011).....	98
Figura 2.17 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)	99
Figura 2.18 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione di d , modificato da Loganathan (2011).....	99
Figura 2.19 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione di d , modificato da Loganathan (2011).....	99
Figura 2.20 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)	100
Figura 2.21 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011).....	100
Figura 2.22 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)	101
Figura 2.23 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011).....	101
Figura 2.24 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011).....	102
Figura 2.25 Spostamento laterale per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)	102
Figura 2.26 Spostamento laterale per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)	103
Figura 2.27 Cedimento in testa al palo per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)	103
Figura 2.28 Forza assiale positiva per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)	103
Figura 2.29 Forza assiale negativa per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)	104
Figura 2.30 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011).....	104
Figura 2.31 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)	105
Figura 2.32 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo n funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)	105
Figura 2.33 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011).....	106
Figura 2.34 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)	106
Figura 2.35 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione del diametro del palo, modificato da Loganathan (2011).....	107
Figura 2.36 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione di d , modificato da Loganathan (2011).....	107

Figura 2.37 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)	108
Figura 2.38 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione di d , modificato da Loganathan (2011).....	108
Figura 2.39 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione di d , modificato da Loganathan (2011).....	109
Figura 2.40 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)	109
Figura 2.41 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011).....	110
Figura 2.42 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)	110
Figura 2.43 Figura 2.44 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)	111
Figura 2.45 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011).....	111
Figura 2.46 Classificazione di Rankin (1988), Loganathan (2011)	113
Figura 2.47 Zone di Hogging e Sagging, Loganathan (2011).....	114
Figura 2.48 Classificazione di Burland (1995), Loganathan (2011).....	116
Figura 2.49 Classificazione di Boscardin e Cording (1989), Loganathan (2011)	117
Figura 2.50 Situazione tipo in caso di edificio fondato su pali, Loganathan (2011) ..	118
Figura 3.1 Rappresentazione non in scala dell'edificio tipo con fondazione superficiale in relazione ai cedimenti relativi alla sezione in esame	121
Figura 3.2 Cedimenti e cedimento relativo per l'edificio	122
Figura 3.3 Classificazione di Rankin, Loganathan (2011).....	123
Figura 3.4 Rappresentazione dell'edificio tipo che presenta una fondazione profonda su pali non in scala rispetto ai cedimenti relativi alla sezione in esame	124
Figura 3.5 Cedimento in testa al palo 1 per il caso base	126
Figura 3.6 Spostamento laterale del palo 1 per il caso base	126
Figura 3.7 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione di C_u ...	127
Figura 3.8 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione di d	127
Figura 3.9 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione del rapporto L_p/H	128
Figura 3.10 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione di C_u	129
Figura 3.11 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione di d	129
Figura 3.12 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione del rapporto L_p/H	130
Figura 3.13 Cedimento in testa al palo 2 per il caso base	130
Figura 3.14 Spostamento laterale del palo 2 per il caso base	131
Figura 3.15 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione di C_u .	131
Figura 3.16 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione di d ...	132
Figura 3.17 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione del rapporto L_p/H	132
Figura 3.18 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione di C_u	133

Figura 3.19 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione di d	133
Figura 3.20 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione del rapporto L_p/H	134
Figura 3.21 Cedimento in testa al palo 3 per il caso base	134
Figura 3.22 Spostamento laterale del palo 3 per il caso base	135
Figura 3.23 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione di C_u	135
Figura 3.24 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione di d	136
Figura 3.25 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione del rapporto L_p/H	136
Figura 3.26 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione di C_u	137
Figura 3.27 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione di d	137
Figura 3.28 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione del rapporto L_p/H	138
Figura 3.29 Cedimento in testa al palo 4 per il caso base	138
Figura 3.30 Spostamento laterale del palo 4 per il caso base	139
Figura 3.31 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione di C_u	139
Figura 3.32 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione di d	140
Figura 3.33 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione del rapporto L_p/H	140
Figura 3.34 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione di C_u	141
Figura 3.35 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione di d	141
Figura 3.36 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione del rapporto L_p/H	142
Figura 3.37 Cedimenti di ciascun palo in funzione della distanza, con la retta congiungente tra il cedimento minimo e quello massimo e cedimento relativo massimo	142
Figura 3.38 Classificazione di Rankin (1988), Loganathan (2011)	144
Figura 3.39 Cedimenti per la sezione "Solo suoli" considerando un $V_l=1.35\%$	145
Figura 3.40 Rappresentazione non in scala dell'edificio tipo con fondazione superficiale in relazione ai cedimenti relativi alla sezione in esame con $V_l=1.35\%$	146
Figura 3.41 Cedimenti e cedimento relativo per l'edificio	147
Figura 3.42 Classificazione di Rankin, Loganathan (2011)	148
Figura 3.43 Rappresentazione dell'edificio tipo che presenta una fondazione profonda su pali non in scala rispetto ai cedimenti relativi alla sezione in esame con $V_l=1.35\%$	149
Figura 3.44 Cedimento in testa al palo 1 per il caso base	151
Figura 3.45 Spostamento laterale del palo 1 per il caso base	151
Figura 3.46 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione di C_u	152
Figura 3.47 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione di d	152
Figura 3.48 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione del rapporto L_p/H	153
Figura 3.49 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione di C_u	154

Figura 3.50 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione di d	154
Figura 3.51 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione del rapporto L_p/H	155
Figura 3.52 Cedimento in testa al palo 2 per il caso base	155
Figura 3.53 Spostamento laterale del palo 2 per il caso base	156
Figura 3.54 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione di C_u .	156
Figura 3.55 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione di d...	157
Figura 3.56 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione del rapporto L_p/H	157
Figura 3.57 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione di C_u	158
Figura 3.58 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione di d	158
Figura 3.59 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione del rapporto L_p/H	159
Figura 3.60 Cedimento in testa al palo 3 per il caso base	159
Figura 3.61 Spostamento laterale del palo 3 per il caso base	160
Figura 3.62 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione di C_u .	160
Figura 3.63 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione di d...	161
Figura 3.64 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione del rapporto L_p/H	161
Figura 3.65 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione di C_u	162
Figura 3.66 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione di d	162
Figura 3.67 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione del rapporto L_p/H	163
Figura 3.68 Cedimento in testa al palo 4 per il caso base	163
Figura 3.69 Spostamento laterale del palo 4 per il caso base	164
Figura 3.70 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione di C_u .	164
Figura 3.71 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione di d...	165
Figura 3.72 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione del rapporto L_p/H	165
Figura 3.73 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione di C_u	166
Figura 3.74 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione di d	166
Figura 3.75 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione del rapporto L_p/H	167
Figura 3.76 Cedimenti di ciascun palo in funzione della distanza, con la retta congiungente tra il cedimento minimo e quello massimo e cedimento relativo massimo.....	168
Figura 3.77 Classificazione di rankin (1988), Loganathan (2011)	169

Indice delle tabelle

Tabella 1.1 Parametri geotecnici delle argille	22
Tabella 1.2 Parametri geotecnici di Sabbie e Ghiaie	23
Tabella 1.3 Proprietà geometriche delle centine IPN 200.....	25
Tabella 1.4 Parametri geotecnici del terreno di riporto.....	30
Tabella 1.5 Parametri geotecnici delle Lave vacuolari	31
Tabella 1.6 Parametri geotecnici delle Lave compatte	31
Tabella 1.7 Parametri geotecnici delle Sabbie e Ghiaie	32
Tabella 1.8 Parametri geotecnici del Terreno di riporto	37
Tabella 1.9 Parametri geotecnici dei basalti molto fratturati	37
Tabella 1.10 Parametri geotecnici dei Basalti compatti fratturati	38
Tabella 1.11 Parametri geotecnici delle Breccie vulcanoclastiche.....	38
Tabella 1.12 Parametri geotecnici dei Limi argillosi	39
Tabella 1.13 Parametri geotecnici delle Argille limose	39
Tabella 1.14 Parametri geotecnici dei Basalti a maggior grado di fratturazione	43
Tabella 1.15 Parametri geotecnici dei Basalti a minor grado di fratturazione.....	43
Tabella 1.16 Valori con cui è costruita la curva analitica.....	50
Tabella 1.17 Valori utilizzati per la costruzione della curva analitica.....	53
Tabella 1.18 Valori utilizzati per la costruzione della curva analitica.....	56
Tabella 1.19 Valori utilizzati per la costruzione della curva analitica.....	59
Tabella 1.20 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della prima parte della galleria naturale 1	63
Tabella 1.21 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della seconda parte della galleria naturale 1	66
Tabella 1.22 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della terza parte della galleria naturale 1.....	71
Tabella 1.23 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della quarta parte della galleria naturale 1	74
Tabella 1.24 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della quinta parte della galleria naturale 1	76
Tabella 1.25 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della galleria naturale 2	78
Tabella 1.26 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della galleria naturale 3	81
Tabella 3.1 Posizione e valore dei cedimenti per ciascun plinto.....	122
Tabella 3.2 Classe di rischio di danno secondo la classificazione di Rankin	123
Tabella 3.3 Caratteristiche geometriche e geotecniche dei pali	124
Tabella 3.4 Spostamenti per ciascun palo e relativa classe di danno secondo rankin (1988).....	143
Tabella 3.5 Spostamenti dell'edificio e relativa classe di danno secondo classificazione di rankin (1988).....	143
Tabella 3.6 Posizione e valore dei cedimenti per ciascun plinto.....	147
Tabella 3.8 Classe di rischio di danno secondo la classificazione di Rankin	148
Tabella 3.9 Caratteristiche geometriche e geotecniche dei pali	149
Tabella 3.10 Spostamenti per ciascun palo e relativa classe di danno secondo rankin (1988).....	169

Tabella 3.11 Spostamenti dell'edificio e relativa classe di danno secondo classificazione di rankin (1988).....	169
Tabella 0.1 Riepilogo parametri per ciascuna sezione	170
Tabella 0.2 Riepilogo della classe di danno per l'edificio con fondazione superficiale	171
Tabella 0.3 Classe di danno per l'edificio con fondazioni profonde su pali.....	171

Introduzione

Lo scavo di una galleria in ambiente urbano è un'operazione complessa che richiede il controllo di molteplici fattori.

Infatti, oltre alla scelta della metodologia di scavo in funzione delle caratteristiche geologiche e morfologiche del terreno, un aspetto fondamentale da tenere in considerazione è l'interazione dello scavo con gli edifici in superficie.

La realizzazione di una galleria comporta la formazione di cedimenti in superficie, e questi spostamenti possono alterare le condizioni di integrità strutturale degli edifici andando a modificare la posizione di equilibrio e lo stato di sollecitazione fino a causare danni irreversibili o addirittura in alcuni casi il collasso degli stessi.

L'impatto delle operazioni di scavo sugli edifici dipende dalle dimensioni, dalla forma e dal tipo di edificio, dai materiali con il quale è realizzato e inoltre dipende dalla sua posizione rispetto al tunnel.

Il parametro che influenza maggiormente la risposta dell'edificio nei confronti del movimento del suolo è la sua rigidità, in quanto una struttura più rigida può ridurre gli effetti che si ripercuotono su di essa. Le vecchie strutture in muratura e gli edifici che presentano una platea di fondazione tendono a seguire gli spostamenti del terreno, mentre le strutture in cemento armato subiscono spostamenti orizzontali inferiori rispetto a quelli del terreno per via della maggiore rigidità longitudinale. Queste strutture inoltre presentano distorsioni ridotte per via di una maggiore rigidità flessionale. Le strutture rigide presentano una maggiore resistenza al taglio, il che significa che gli spostamenti relativi interni alla struttura sono ridotti ed essa tende a ruotare più che a deformarsi.

La risposta dell'edificio ai cedimenti indotti da uno scavo dipende anche da fattori quali la sua altezza, la percentuale di aperture e la tipologia di elementi strutturali (ad esempio se si è in presenza di pareti di cemento armato oppure un sistema a telaio). Infine, la posizione della struttura in relazione alle deformazioni del terreno influenza i suoi spostamenti.

Se si considera una curva di subsidenza che presenta la tipica forma Gaussiana, la struttura subirà, in generale, un'estensione "Hogging" nella parte convessa della curva dei cedimenti, e una contrazione "Sagging" nella parte concava. In *figura 0.1* è possibile osservare la risposta tipica per un edificio di ridotta estensione (corto).

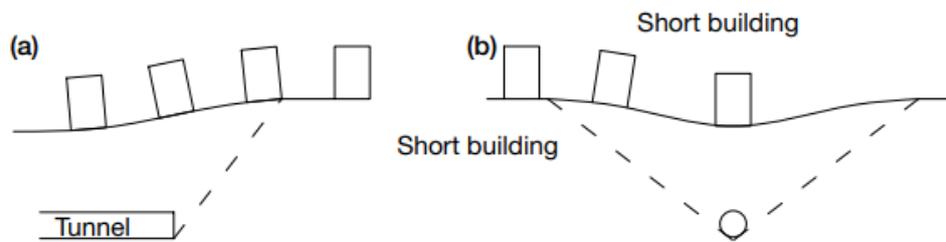


Figura 0.1 Risposta di un edificio corto, Chapman et al., 2017.

Durante l'avanzamento del tunnel, l'edificio segue l'andamento della curva dei cedimenti con deformazioni di "Sagging" e "Hogging" poco significative. Considerando la sezione trasversale, si nota come gli edifici ruotino rigidamente senza significative deformazioni.

In figura 0.2 viene riportata invece la risposta di un edificio di notevole estensione (lungo) e rigido.

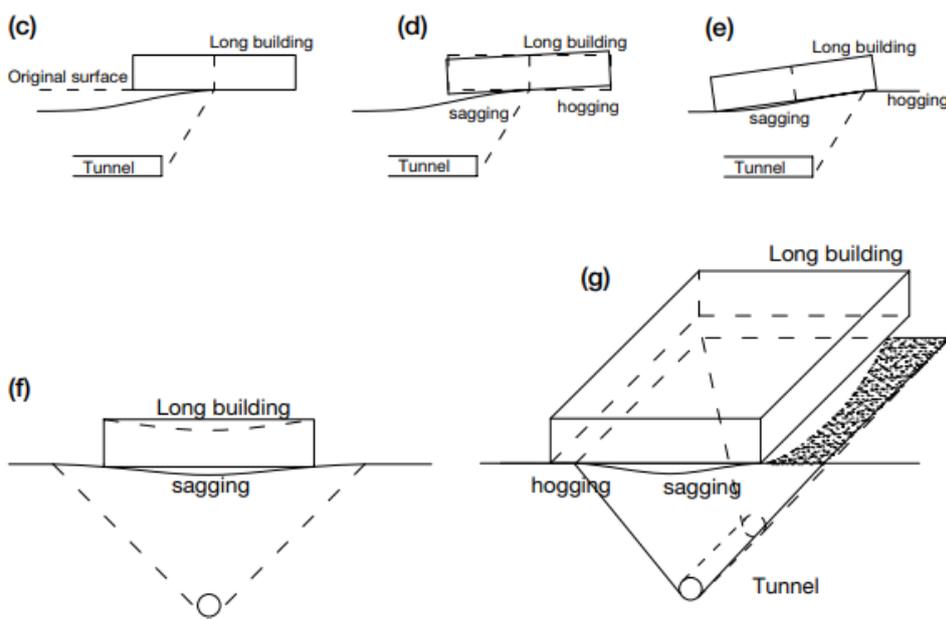


Figura 0.2 Risposta di un edificio lungo, Chapman et al., 2017.

Con l'avanzamento della galleria, l'edificio subisce deformazioni progressive e cedimenti differenziali. Le strutture risultano particolarmente sensibili ai cedimenti relativi, per questo motivo è importante valutare la posizione della struttura in relazione alle deformazioni del suolo causate dallo scavo (Chapman et al., 2017).

La stima dei cedimenti in superficie risulta quindi essere un passaggio critico nell'ambito del progetto della galleria superficiale, in quanto una corretta stima di questi permette di avere dei vantaggi in termini di sicurezza ed economici. Viceversa, se la stima risulta errata, vi è il rischio di incorrere in scenari catastrofici. Per questo motivo è necessario disporre di metodi in grado di

fornire una ottimale stima dei cedimenti superficiali già nelle fasi preliminari del progetto.

I cedimenti in superficie indotti dalle operazioni di scavo possono essere stimati in diversi modi: tramite metodi empirici, ad esempio la formulazione di Peck (1969), metodi analitici oppure tramite metodi numerici. Questi ultimi forniscono risultati molto più precisi rispetto ai metodi precedenti, ma necessitano di una conoscenza più dettagliata del problema e sono più onerosi in termine di tempo di analisi.

In letteratura sono presenti pochi tentativi di trovare una soluzione in forma chiusa al problema della previsione degli spostamenti del terreno dovuti allo scavo del tunnel che tengano in considerazione tutti i parametri che concorrono alla deformazione del terreno. I più noti sono appunto i metodi analitici proposti da:

- Sagaseta (1987), che ha presentato una soluzione in forma chiusa per determinare il campo di deformazioni di un terreno considerato inizialmente come isotropo, omogeneo e incompressibile dovuto al volume perso causato dallo scavo del tunnel;
- Veruijt e Booker (1996), che hanno invece presentato una soluzione analitica per tunnel in un semispazio elastico e omogeneo, utilizzando il metodo approssimato proposto da Sagaseta (1987).

Il parametro che influenza maggiormente i cedimenti indotti in superficie dallo scavo è il volume perso V_f [%]. Infatti, durante le operazioni di scavo, vi è sempre una porzione di terreno che viene scavata in eccesso e prende il nome di volume perso. Questo dipende da vari fattori quali il tipo di terreno nel quale si effettua lo scavo e la metodologia di scavo (tradizionale oppure automatizzato tramite l'impiego di TBM). Se lo scavo avviene in tradizionale si ha un'unica componente di volume perso, se invece avviene tramite TBM il volume perso totale è dato da tre componenti differenti: il volume perso alla faccia della TBM V_f , il volume perso allo scudo V_s e il volume perso alla coda V_t (Loganathan 2011). L'entità del volume perso dipende anche dalla tipologia di TBM impiegata e dalla pressione applicata dalla macchina.

Una volta noto il volume perso è possibile effettuare una stima adeguata dei cedimenti in superficie e successivamente andare ad effettuare l'analisi di rischio sugli edifici esistenti che ricadono all'interno della zona di influenza dello scavo.

Il presente lavoro di tesi intende studiare i cedimenti che vengono indotti dallo scavo di una galleria superficiale e i relativi effetti sugli edifici che ricadono all'interno della zona di influenza dello scavo.

Tale ricerca è stata condotta sulla base di uno specifico caso studio, ovvero la realizzazione di una galleria superficiale per una rete metropolitana utilizzando una metodologia di scavo di tipo tradizionale.

Questa galleria, che fa parte di un progetto più ampio, presenta tre diversi tratti realizzati come galleria naturale e lo studio dei cedimenti riguarda proprio queste tratte.

Il lavoro di tesi è diviso in tre capitoli. Nel primo capitolo viene riportata la stima dei cedimenti indotti in superficie dallo scavo. Per ottenere i cedimenti si è deciso di utilizzare il metodo empirico proposto da Peck (1969). Tuttavia, tale metodo assume che il terreno sia omogeneo e costituito da un solo tipo di materiale. Al fine di applicare il metodo anche nel caso più generale di terreni stratificati, quale il caso studio, si è proceduto alla valutazione dei parametri necessari alla stima dei cedimenti secondo Peck, mediante analisi numerica agli elementi finiti.

Presentando il tunnel uno sviluppo di alcuni chilometri, si incontrano diversi scenari geologici e morfologici lungo il tracciato. Per tenere in considerazione le diverse stratigrafie incontrate, si è deciso di considerare quattro situazioni tipo che risultano essere rappresentative dell'intero problema in esame. Per ciascuna sezione è stato realizzato un modello numerico e con i risultati ottenuti sono stati tarati i parametri rappresentativi di ciascuna sezione per poter ricostruire la curva dei cedimenti in superficie tramite il metodo empirico fornito da Peck (1969).

In questo modo è stato possibile assegnare a tutto lo sviluppo della galleria i relativi parametri mediante i quali stimare i cedimenti indotti.

Nel secondo capitolo viene introdotto il metodo proposto da Loganathan (2011) per la valutazione del rischio di danno per gli edifici che ricadono all'interno della zona di influenza dello scavo del tunnel. Tale metodo è stato concepito per gallerie realizzate tramite operazioni di scavo meccanizzato con TBM per la valutazione del volume perso e per la successiva determinazione degli spostamenti indotti in superficie. In questo lavoro di tesi la parte di determinazione degli spostamenti e del volume perso è stata realizzata come descritto nel capitolo 1, per cui il metodo è applicato solamente per la determinazione del rischio di danno. Questo metodo viene applicato ad edifici che presentano fondazioni sia superficiali sia su pali. In particolare, per quest'ultimo caso il metodo risulta innovativo e propone delle carte di progetto per la determinazione degli spostamenti e degli incrementi di sollecitazioni che subiscono le fondazioni su pali, sia nel caso di pali corti che nel caso di pali lunghi.

Nel terzo capitolo viene applicato il metodo proposto da Loganathan (2011) prendendo in considerazione due differenti scenari. Il primo è relativo ad un

edificio che presenta una fondazione superficiale, il secondo invece relativo ad un edificio fondato su pali.

L'edificio considerato è un edificio fittizio comune a tutti e due gli scenari.

La posizione dell'edificio rispetto all'asse verticale del tunnel e la stratigrafia assunta per rappresentare questi scenari sono stati adottati in modo da andare a considerare la condizione più sfavorevole dell'intero progetto, ovvero andando a considerare la sezione che presenta gli spostamenti indotti in superficie maggiori, quindi una percentuale di volume perso maggiore.

1. Stima dei cedimenti in superficie e taratura dei parametri tramite analisi numerica

1.1 Introduzione al problema

Per la determinazione del *BRA* (Building Risk Assessment) è necessario procedere alla valutazione dei cedimenti superficiali indotti dallo scavo del tunnel.

La previsione degli spostamenti che si generano in superficie dovuti alla realizzazione del tunnel può essere effettuata, come prima analisi, tramite metodi empirici che, tramite semplificazioni, consentono di valutare il problema e riconoscere situazioni critiche che necessitano di studi più approfonditi.

I metodi empirici sono basati su una condizione di "green field", ovvero si considera il piano campagna privo di edifici o strutture.

Una volta riconosciute le aree critiche, in termini di cedimenti elevati, edifici di grandi dimensioni in altezza, ecc., occorre procedere alla stima della curva di subsidenza tramite un'analisi numerica adottando un modello 2D o 3D. Tramite quest'ultima analisi è possibile andare a ricostruire in maniera accurata lo scenario completo, introducendo la presenza delle strutture in superficie, ottenendo risultati più realistici e accurati.

La curva di subsidenza in condizioni di green field risulta essere ben approssimata da una curva di probabilità di distribuzione normale, ovvero una curva Gaussiana, come quella di *figura 1.1*.

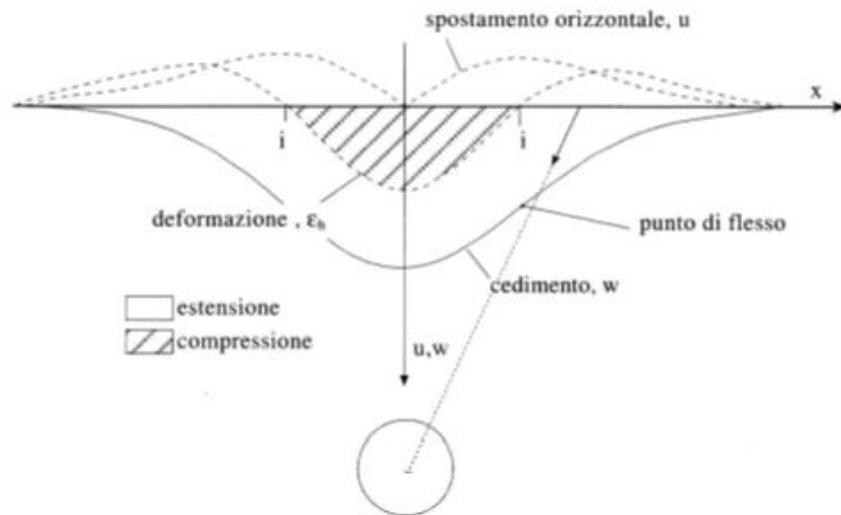


Figura 1.1 Curva Gaussiana, Geodata engineering spa (2020)

La formulazione che definisce tale curva è:

$$S_v = S_{max} e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)}$$

1.1

Dove:

- S_{max} è il valore massimo di cedimento
- Y rappresenta l'asse perpendicolare al tunnel lungo cui si calcola la curva (distanza rispetto all'asse)
- i rappresenta la distanza del punto di flesso rispetto all'asse del tunnel

Il valore del cedimento massimo S_{max} viene valutato mediante la formula:

$$S_{max} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} * i}$$

1.2

Dove V_s è l'area della curva di subsidenza legata al volume perso V_l nell'intorno del cavo.

$$V_s = A_s * V_l$$

1.3

Con:

- A_s area della sezione di scavo
- V_l volume perso nell'intorno del cavo

È possibile valutare la posizione del punto di flesso della curva di subsidenza in superficie i_0 tramite diverse formulazioni:

- O'REILLY and NEW (1982): $i_0 = k * Z_0$ 1.4

- CLOUGH and SCHMIDT (1981): $i_0 = \left(\frac{D}{2}\right)\left(\frac{Z_0}{D}\right)^{0.8}$ 1.5

Dove:

- K è un parametro che dipende dalla tipologia di terreno al fronte e in calotta e dalla profondità del tunnel
- D è il diametro del tunnel
- Z_0 è la profondità dell'asse del tunnel

Le due formule, 1.4 e 1.5, approssimano bene i cedimenti indotti dallo scavo in superficie; tuttavia, se si vuole valutare il cedimento al piano di fondazione, ovvero alla quota (z_0-z) , con z profondità del piano di fondazione, si incorre nel rischio di sovrastimare il cedimento massimo e di sottostimare l'estensione della curva di subsidenza (S_{max} maggiore e i minore).

Se sono disponibili risultati di monitoraggio per la calibrazione, è possibile affinare la soluzione utilizzando la formula di MOH:

$$i_0 = bD\left(\frac{z_0 - z}{D}\right)^m$$

$$= i_0\left(\frac{z_0 - z}{z_0}\right)^m$$
1.6

Dove m è il parametro da calibrare.

A partire dall'equazione dello spostamento verticale è possibile, per derivazioni successive, ottenere lo spostamento orizzontale S_h e la deformazione orizzontale ϵ_h :

$$S_h = \frac{y}{z_0} S_v$$
1.7

$$\epsilon_h = \frac{dS_h}{dy}$$

$$= \frac{S_{max}}{z_0} \left(1 - \frac{y^2}{i^2}\right) e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)}$$
1.8

Geodata Engineering Spa, 2018

1.2 Analisi numerica

Al fine di stimare i parametri che governano l'equazione di Peck per la stima della subsidenza (k e V_s , che è funzione di V), si sono eseguite delle analisi numeriche bidimensionali agli elementi finiti di diverse sezioni trasversali della galleria. Sulla base dei risultati ottenuti si è proceduto ad una operazione di taratura dei suddetti parametri in modo da poter ricostruire la curva di subsidenza dei cedimenti indotti dallo scavo dell'intero sviluppo della galleria per via analitica.

Lo sviluppo del tunnel incontra diverse tipologie di sottosuolo che possono essere classificate secondo 4 grandi aree omogenee; le sezioni che saranno analizzate tramite analisi numerica si riferiscono a tali aree:

- Una sezione denominata "solo suoli", perché risulta caratterizzata da sabbie e argille;
- Una sezione denominata "lave+ghiaie", caratterizzata dalla presenza di lave nella parte più superficiale e ghiaie più in profondità;
- Una sezione denominata "solo lave", formata da due lave a diverso grado di fratturazione;
- Una sezione denominata "complessa", ovvero una stratigrafia composta da lave e terreni di vario genere.

Software RS2 e analisi FEM

L'analisi numerica è stata condotta tramite il software RS2 del pacchetto di programmi per l'Ingegneria Geotecnica della Rocscience.

Tale programma implementa il "Finite Element Method", FEM. Il modello geotecnico dello scavo in esame è il continuo equivalente.

Nei metodi numerici utilizzati nella meccanica del continuo si può fare riferimento a due categorie che si distinguono in base a come la soluzione viene approssimata.

Gli "Integral methods" dove l'approssimazione viene fatta sul contorno del dominio e i "Differential methods" dove invece l'approssimazione è fatta all'interno del dominio, come è possibile osservare in *figura 1.2*.

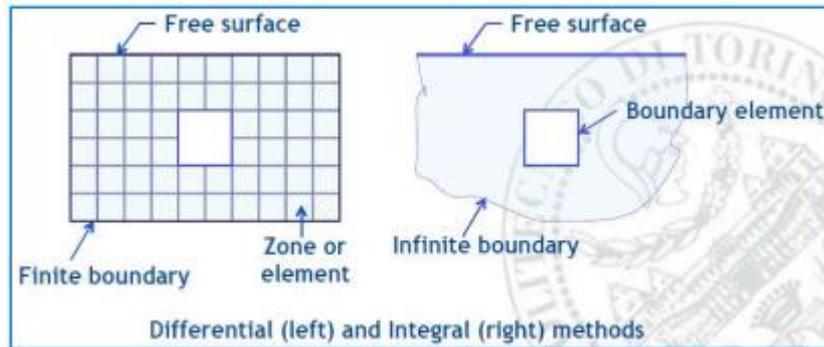


Figura 1.2 Differential methods e Incremental methods, Barla (2020)

I “Differential methods” si distinguono ancora in “Finite Difference Method” e “Finite Element Method”, i quali forniscono risultati simili; tuttavia, si basano su un approccio matematico diverso (Muzio,2019).

Il “Finite Element Method” è uno dei metodi più comuni per risolvere problemi sia in campo elastico che plastico. Con questo metodo il dominio viene suddiviso in un certo numero di elementi discreti che permettono di fornire un’ approssimazione fisica alla continuità degli sforzi e degli spostamenti all’interno del dominio. Questi elementi discreti in cui viene suddiviso il dominio interagiscono tramite i nodi in comune tra i diversi elementi. La soluzione viene valutata in prossimità dei nodi e successivamente tramite approssimazioni matematiche viene attribuita anche alle altre zone del dominio; per questo motivo è importante avere un numero sufficiente di nodi senza tuttavia andare ad appesantire troppo l’analisi.

Quando viene effettuata un’analisi FEM si seguono i seguenti passaggi:

- a. *Definizione del dominio*
- b. *Discretizzazione degli elementi (Mesh)*

Il dominio viene discretizzato in regioni più piccole, chiamate elementi finiti. Esistono diversi tipi di elementi finiti, ad esempio elementi triangolari a tre o sei nodi oppure elementi rettangolari, ecc. e alla fine del processo si ottiene un assemblaggio di elementi finiti chiamato mesh.

- c. *Definizione della variabile primaria e come varia lungo un elemento finito*

Nel caso del problema in esame come variabile primaria sono stati assunti gli spostamenti.

- d. *Scrittura delle equazioni per trovare la soluzione di un singolo elemento*

Per fare questo è necessario definire le proprietà dei materiali e i legami costitutivi. È possibile attribuire proprietà e leggi costitutive diverse per ciascun elemento, in questo modo è possibile tenere in conto delle disomogeneità all’interno del dominio.

- e. *Combinazione delle equazioni dei singoli elementi per ottenere le equazioni globali*
- f. *Applicazione delle condizioni al contorno per modificare le equazioni globali*

Attribuendo le condizioni al contorno, ad esempio limitando gli spostamenti oppure considerando l'applicazione di carichi, è possibile modificare le equazioni globali per considerare il problema reale.

- g. *Soluzione delle equazioni globali*
- h. *Interpretazione dei risultati.*

Sezione “solo suoli”

La sezione solo suoli caratterizza la parte iniziale del profilo del tunnel, alla progressiva 0+422 km, e presenta la seguente stratigrafia:

- Primo strato di spessore 16 m composto da argille;
- Secondo strato di spessore 40.944 m composto da sabbie e ghiaie.

Entrambi i materiali risultano caratterizzati da un criterio di rottura di tipo hardening soil presente nel manuale di PLAXIS, e disponibile anche su RS2. Una breve trattazione di questo legame costitutivo viene riportata nelle osservazioni al termine di questo capitolo.

Le argille risultano caratterizzate dai parametri di *Tabella 1.1*.

Argille	
γ [kN/m ³]	19
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	1.25E+05
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	3.75E+05
c'_{ref} [kN/m ²]	15
ϕ' [°]	25

Tabella 1.1 Parametri geotecnici delle argille

Dove:

- γ è il peso specifico del terreno;
- E_{50}^{ref} è il modulo elastico di riferimento;
- E_{ur}^{ref} è il modulo elastico di scarico e ricarico, e vale tre volte il modulo elastico di riferimento;
- C'_{ref} è la coesione;
- ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio.

Le sabbie e ghiaie sono invece caratterizzate dai parametri di *Tabella 1.2*.

Sabbie e Ghiaie	
γ [kN/m ³]	19.5
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	7.50E+04
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	2.25E+05
c'_{ref} [kN/m ²]	5
ϕ' [°]	30

Tabella 1.2 Parametri geotecnici di Sabbie e Ghiaie

In questa sezione vi è la presenza della falda acquifera, localizzata ad una profondità di 23.82m.

La sezione di scavo in questa specifica sezione è la sezione di tipo 3, che presenta la forma di *Figura 1.3*:

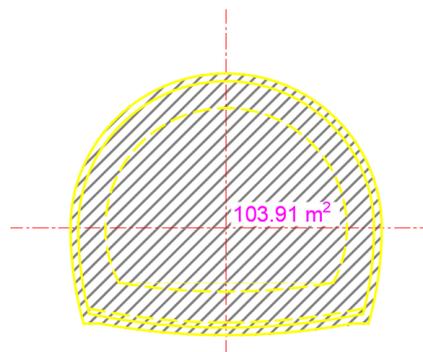


Figura 1.3 Sezione di scavo di tipo 3, Geodata engineering SPA (2022)

La sezione di scavo 3 presenta un'area $A=103.91 \text{ m}^2$ (area minima), e viene realizzata ad una profondità di $z=32.844 \text{ m}$.

Noti geometria della sezione di scavo e stratigrafia, si procede alla realizzazione del modello tramite il software RS2, in questo modo:

- a. *Definizione del numero di stages in cui suddividere l'analisi per simulare le diverse fasi di realizzazione dello scavo*

Sono stati definiti quattro diversi stages:

- Il primo è relativo ad una condizione geostatica del problema, quindi senza considerare lo scavo e alcun rilascio tensionale. Il comportamento dei materiali come precedentemente descritto è assunto come Hardening soil.
- Il secondo stage considera l'introduzione di un terreno consolidato in corrispondenza della zona dove andrà a collocarsi la sezione di scavo e si estende per due metri nell'intorno della sezione di scavo, questo perché lo scavo deve essere effettuato all'interno di sabbie e ghiaie, che sono terreni non coesivi. Per questo motivo viene introdotto questo terreno consolidato in modo tale da migliorare le caratteristiche del terreno nell'intorno della zona dove andrà effettuato lo scavo. Il consolidamento avviene tramite iniezioni di boiaccia di cemento da tubi

in vetroresina valvolati, per intasamento, trattandosi di terreni ghiaioso-sabbiosi, con iniezioni per ogni valvola e ripetute se necessario. Tale terreno è stato caratterizzato da un involucro di rottura di Mohr Coulomb, considerando i seguenti parametri: $\gamma=24 \text{ kN/m}^3$, $E=315 \text{ Mpa}$, $\nu=0.3$, $c=144 \text{ kPa}$, $\varphi=30^\circ$. I parametri sono stimati da prove di laboratorio, ove possibile, oppure tramite prove geotecniche in sito.

- Il terzo stage prevede lo scavo della galleria, applicando un rilascio tensionale pari al 50% dello stato tensionale geostatico. Questa condizione di rilascio tensionale è stata ricavata andando a ricostruire la linea caratteristica della galleria considerandola per ipotesi una galleria profonda. In questa condizione si è riscontrato che ad una distanza di un metro dal fronte dello scavo, distanza che ci interessa perché il rivestimento primario viene installato ad ogni metro di avanzamento dello scavo, si ha un rilascio tensionale pari proprio al 50%.
- Il quarto e ultimo stage prevede la condizione di completo rilascio tensionale e l'installazione del supporto primario. Quindi prevede una situazione in cui si ha il completamento dello scavo del tunnel e la contemporanea presenza del rivestimento primario.

Il rivestimento primario, per ciascuna sezione di scavo, risulta formato in questo modo:

Centine metalliche con passo medio di un metro; queste appena posate dovranno essere collegate attraverso le apposite catene e successivamente dovrà essere gettato lo spritz beton fibrorinforzato fino al raggiungimento dello spessore finale di trenta centimetri.

Il supporto primario risulta dunque composto da due diversi materiali, il calcestruzzo o spritz beton, e le centine metalliche. Dal momento che il software utilizzato per l'analisi numerica, RS2, non consente di inserire un supporto composto da materiali diversi, è necessario ricondurlo ad un unico sistema di supporto equivalente.

A tale fine si è utilizzato il metodo "Equivalent section approach" proposto da Carranza-Torres e Diederichs (2009).

Questo metodo consiste nel considerare il rivestimento composto da due materiali distinti, il materiale 1 ovvero la centina, e il materiale 2, ovvero il calcestruzzo. A ciascuno di questi materiali bisogna attribuire i rispettivi parametri di deformabilità, e in particolare il coefficiente di compressibilità D e il coefficiente di flessibilità K .

Il coefficiente D , per una sezione di arco di area A e modulo elastico E , in condizioni di sforzo piano, è pari a $D=EA$, e in condizioni di deformazione piana,

$$D = \frac{EA}{1-\nu^2}, \text{ con } \nu \text{ coefficiente di Poisson del materiale.}$$

K, in condizioni di sforzo piano è uguale a $K=EI$, e in condizioni di deformazione piana $K = \frac{EI}{1-\nu^2}$.

Noti questi parametri, è possibile andare a definire lo spessore del rivestimento equivalente t_{eq} e il modulo elastico equivalente E_{eq} :

$$t_{eq} = \sqrt{12 * \frac{K_1 + K_2}{D_1 + D_2}}$$

1.9

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

1.10

Per procedere con il calcolo bisogna definire un modello, ovvero quello riportato in *figura 1.4*.

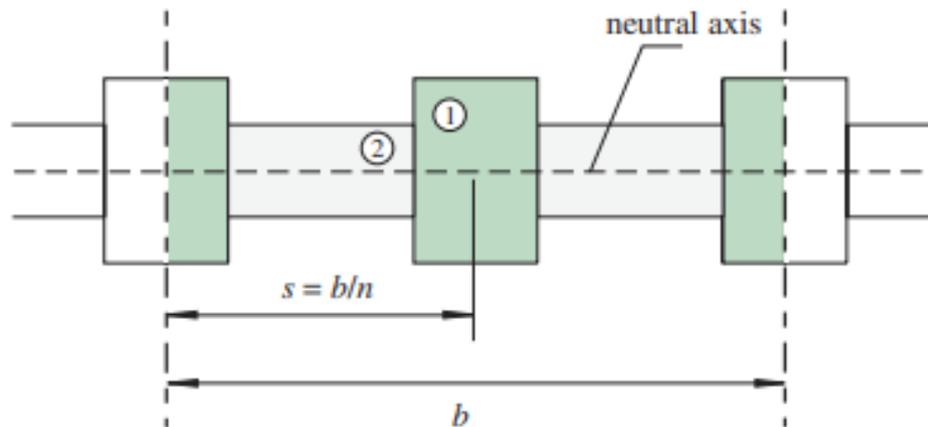


Figura 1.4 Rappresentazione schematica di un rivestimento composto dai materiali 1 e 2, Carranza Torres Diederichs (2009)

Dove:

- b è la larghezza della sezione equivalente, in questo caso 2 m
- n è il numero degli elementi pieni lungo la distanza b , in questo caso 2
- $s = \frac{b}{n} = 1 \text{ m}$

I dati di input sono i dati geometrici, quindi R (raggio dell'arco), b , s , n , e vengono assunte condizioni di deformazione piana.

Partendo dal materiale 1, le centine, nella *tabella 1.3* vengono riportate le proprietà geometriche.

ELEMENTO 1: Centina IPN 200						
h [mm]	b [mm]	A [m ²]	I _x [m ⁴]	I _y [m ⁴]	E [MPa]	ν [-]
200	90	0.00334	0.0000428	0.00000234	210000	0.28

Tabella 1.3 Proprietà geometriche delle centine IPN 200

Il modulo elastico per la centina è stato assunto pari a $E=210000$ MPa e il coefficiente di Poisson $\nu=0.28$.

Dal momento che le centine sono due accoppiate, l'area dell'elemento 1 è considerata raddoppiata nei calcoli in modo da tenere in considerazione la presenza delle due centine.

Procedendo, viene riportato il calcolo di D_1 e K_1 :

$$D_1 = \frac{E_1 A_1}{(1-\nu^2)} = \frac{210000 \cdot 0.00668}{(1-0.28^2)} = 1522.14 \text{ MN} \quad 1.11$$

$$K_1 = \frac{E_1 I_1}{(1-\nu^2)} = \frac{210000 \cdot 0.0000428}{(1-0.28^2)} = 9.75 \text{ MNm}^2 \quad 1.12$$

Per le proprietà del materiale 2, il calcestruzzo, si considera un modulo elastico $E=15000$ MPa in quanto, essendo un rivestimento primario, si considera cautelativamente che non abbia ancora raggiunto la completa maturazione e un coefficiente di Poisson $\nu=0.15$.

$$A_2 = \frac{1}{n} \cdot b t_2 - A_1 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 0.3 - 0.00668 = 0.29332 \text{ m}^2 \quad 1.13$$

$$I_2 = \frac{1}{n} \cdot \frac{b t_2^3}{12} - I_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{2 \cdot 0.3^3}{12} - 0.0000428 = 0.002207 \text{ m}^4 \quad 1.14$$

$$D_2 = \frac{E_2 A_2}{(1-\nu^2)} = \frac{15000 \cdot 0.297}{(1-0.15^2)} = 4501.074 \text{ MN} \quad 1.15$$

$$K_2 = \frac{E_2 I_2}{(1-\nu^2)} = \frac{15000 \cdot 0.002207}{(1-0.15^2)} = 33.87 \text{ MNm}^2 \quad 1.16$$

Conoscendo quindi tutti i dati necessari, si è successivamente calcolato D_{eq} e K_{eq} .

$$D_{eq} = n \cdot (D_1 + D_2) = 2 \cdot (1522.14 + 4501.074) = 12046.42 \text{ MN} \quad 1.17$$

$$K_{eq} = n \cdot (K_1 + K_2) = 2 \cdot (9.75 + 33.87) = 87.25 \text{ MNm}^2 \quad 1.18$$

Infine, si sono calcolati lo spessore equivalente e il modulo elastico equivalente tramite le formulazioni precedenti:

$$t_{eq} = 0.295 \text{ m}$$

$$E_{eq} = 20431.26 \text{ MPa}$$

Noti questi valori, è possibile inserirli all'interno del programma e introdurre il supporto primario nel modello.

Nelle seguenti figure 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, vengono riportati tutti e quattro gli stage considerati:

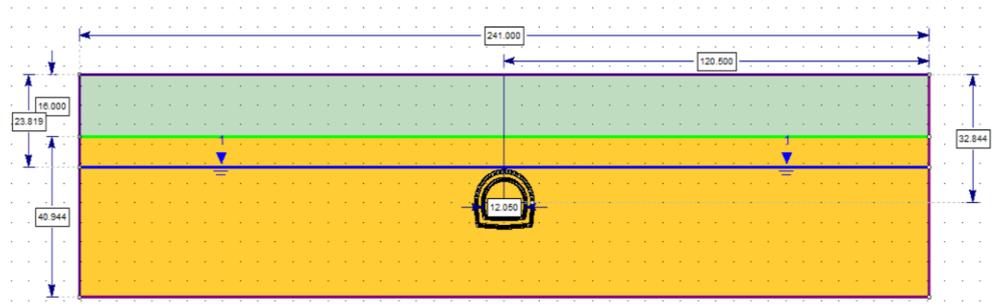


Figura 1.5 Stage 1 geostatico sezione "solo suoli"

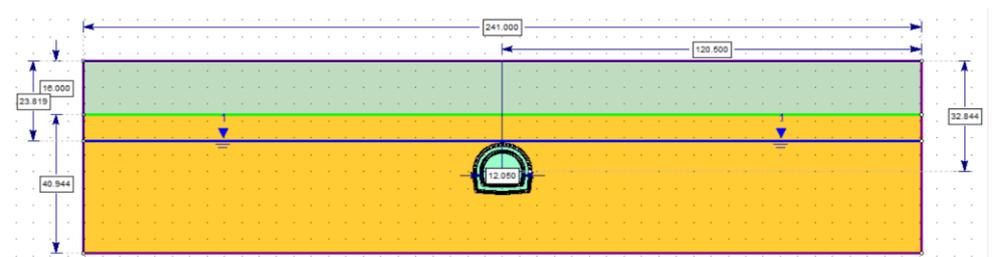


Figura 1.6 Stage 2 terreno migliorato sezione "solo suoli"

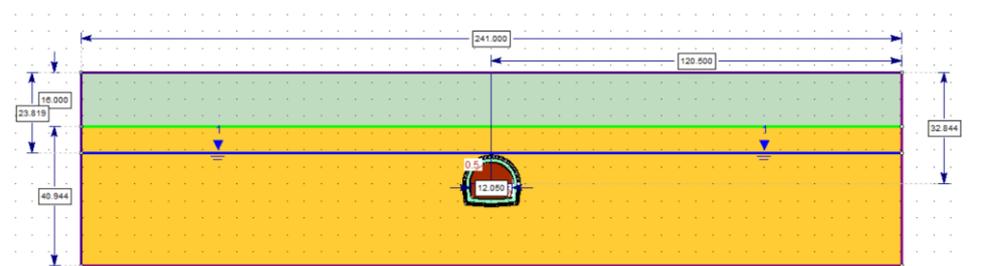


Figura 1.7 Stage 3 scavo con rilascio tensionale al 50% sezione "solo suoli"

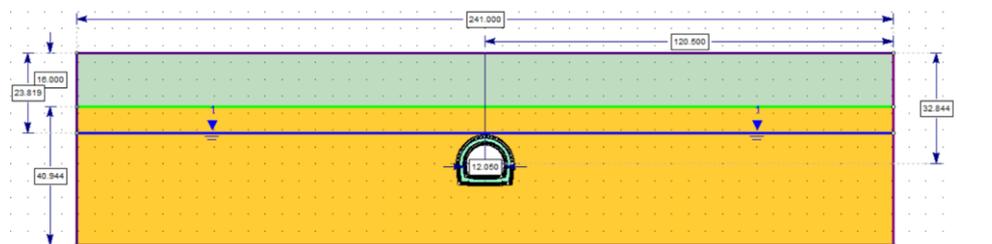


Figura 1.8 Stage 4 rivestimento primario e completo rilascio tensionale sezione "solo suoli"

b. Definizione della geometria del modello

Per realizzare il modello è necessario definire il dominio esterno. Le dimensioni del dominio sono state determinate tenendo in conto il tipo di analisi che si intende effettuare e quindi i risultati che si vogliono valutare e i tempi di analisi in modo tale da alleggerire il processo di computazione.

Per questi motivi l'estensione laterale del modello è stata imposta pari a dieci volte il diametro del tunnel, sia a destra che a sinistra $10D=120.5$ m. Tale estensione garantisce di ottenere valori di cedimenti in superficie affidabili, non affetti dalle condizioni di vincolo ai bordi del modello.

L'estensione verso il basso del modello è stata scelta pari a due volte la grandezza del diametro del tunnel $2D= 24.1$ m. Questa dimensione è stata scelta per limitare i sollevamenti, oltre all'adozione dell'hardening soil con moduli a scarico maggiori di quelli a carico.

L'estensione verso l'alto invece, essendo un tunnel superficiale, rappresenta la reale quota di approfondimento del tunnel in questa sezione, pari a 32.844 m.

Successivamente è stata introdotta la sezione di scavo, la sezione di tipo A3, facendo coincidere il centro di tale sezione con il centro del modello, ovvero la coordinata (0;0). Questo è stato realizzato manualmente andando a riprodurre in modo fedele l'esatta geometria della sezione.

c. Realizzazione della stratigrafia, applicazione della falda e rilascio tensionale

In questa fase sono stati introdotti i "material boundaries", ovvero il dominio è stato suddiviso nei diversi materiali in base alla stratigrafia precedentemente definita.

Il primo stage presenta solamente lo strato di argilla superficiale e lo strato di ghiaia e sabbia, il secondo stage presenta anche il terreno consolidato, nel terzo stage viene attribuito al materiale che ricade all'interno della sezione di scavo la condizione di "excavated", ovvero viene realizzato lo scavo.

Successivamente viene introdotta la falda alla quota prestabilita tramite l'introduzione di una linea piezometrica. Dal momento che vi è la presenza della falda, è necessario andare a definire le condizioni idrauliche dei materiali, che vengono tutti considerati drenati, mentre il comportamento statico dell'acqua viene assunto "piezometric line" ovvero quello dipendente dalla falda per argilla e sabbia e ghiaia, mentre viene selezionato "asciutto" per il terreno consolidato in modo da considerarlo impermeabile.

Per considerare il rilascio tensionale, dal momento che è stato effettuato lo scavo, il software permette di introdurre un carico indotto tale da simulare il rilascio tensionale. Per adattare il rilascio tensionale alla situazione reale viene introdotto anche uno "stage factor", ovvero un coefficiente moltiplicativo da

assegnare al carico indotto per ciascuno stage: viene considerato pari a 0 quando si intende il completo rilascio tensionale, 0.5 per considerare uno scarico tensionale del 50%, come quello che si verifica nello stage 3.

Dal momento che è stato realizzato lo scavo, per tenere in conto dello scarico tensionale sul software RS2 viene introdotto un carico indotto e applicando poi uno "stage factor", ovvero un coefficiente che permette di considerare le diverse fasi del rilascio tensionale. Per i primi 2 stages tale coefficiente è posto pari a 0, nel terzo pari a 0.5 in modo da realizzare il 50% di rilascio tensionale e nuovamente 0 nell'ultimo stage.

d. Definizione dei carichi, discretizzazione, mesh, condizioni al contorno e supporto primario

Dal momento che si è interessati al calcolo dei cedimenti in superficie in condizioni di greenfield, i carichi distribuiti in superficie dovuti agli edifici non vengono considerati. Come condizione di carico viene quindi presa in conto solamente la gravità, essendo il tunnel superficiale. Inoltre, il rapporto di sforzo naturale in sito K_0 viene assunto pari ad 1, non essendo disponibili informazioni dettagliate.

La discretizzazione per la creazione della mesh del modello è stata fatta automaticamente dal software, considerando elementi triangolari a sei nodi, considerando una mesh di tipo graduato. Successivamente questa è stata infittita in corrispondenza della sezione di scavo e della superficie e in questo modo sono stati ottenuti 9290 elementi e 19226 nodi.

In *figura 1.9* viene riportata la mesh del modello nella regione di interesse.

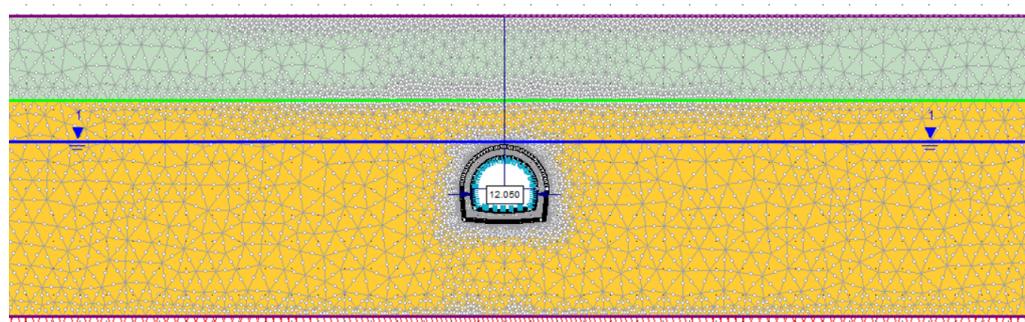


Figura 1.9 Mesh relativa alla sezione "Solo suoli" nella regione di interesse

Questa discretizzazione consente di ottenere un numero di nodi sufficientemente elevato da avere risultati attendibili senza tuttavia andare ad appesantire troppo il modello dal punto di vista di tempi di analisi.

Una volta effettuata la discretizzazione è necessario fissare le condizioni al contorno. In particolare, si è deciso di vincolare gli spostamenti del dominio, andando a bloccare gli spostamenti orizzontali nei bordi verticali e gli spostamenti verticali nel bordo orizzontale inferiore tramite l'applicazione di

carrelli, ovvero vincoli che impediscono il movimento in un'unica direzione. Negli angoli inferiori del modello sono stati bloccati invece sia gli spostamenti orizzontali che verticali, tramite l'applicazione di cerniere.

Il bordo orizzontale superiore invece non è stato vincolato in alcun modo, permettendo quindi gli spostamenti.

Dopo la fase di scavo per ciascuna sezione sono previste rispettivamente l'installazione di un rivestimento primario o rivestimento di prima fase e successivamente la messa in opera di un rivestimento definitivo.

In questo lavoro viene considerata solamente la presenza del rivestimento primario, in quanto essendo interessati al calcolo dei cedimenti indotti in superficie dallo scavo, il rivestimento definitivo viene inserito per un istante di tempo successivamente lontano dalla fase di scavo del tunnel, ovvero quando i cedimenti in superficie si saranno esauriti, di conseguenza viene preso in considerazione solamente la fase in cui risulta applicato il rivestimento primario.

Sezione "Lave +Ghiaia"

Questa sezione risulta localizzata alla progressiva 0+850 km, e la stratigrafia del terreno risulta essere così composta:

- Un primo strato con spessore pari a un metro di terreno di riporto;
- Uno strato con spessore di sei metri di lave vacuolari;
- Uno strato di lave compatte con spessore 9 metri;
- Un ultimo strato di sabbia e ghiaia che si estende per la restante parte del modello, ovvero 32 m.

I materiali risultano caratterizzati dai seguenti parametri, in particolare:

Il terreno di riporto, *tabella 1.4*:

Terreno di riporto	
γ [kN/m ³]	18
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	1.00E+04
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	3.00E+04
c'_{ref} [kN/m ²]	15
ϕ' [°]	15

Tabella 1.4 Parametri geotecnici del terreno di riporto

Dove:

- γ è il peso specifico del terreno;
- E_{50}^{ref} è il modulo elastico di riferimento;

- E_{ur}^{ref} è il modulo elastico di scarico e ricarico, e vale tre volte il modulo elastico di riferimento;
- C'_{ref} è la coesione;
- ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio.

Le lave vacuolari, *tabella 1.5*:

Lave vacuolari	
γ [kN/m ³]	26
ν [-]	3.00E-01
E [kN/m ²]	1.50E+06
σ_{ci} [kN/m ²]	25000
GSI [-]	25
m_i [-]	17
MR [-]	250

Tabella 1.5 Parametri geotecnici delle Lave vacuolari

Dove:

- γ è il peso specifico del materiale;
- ν è il coefficiente di Poisson;
- E è il modulo elastico del materiale;
- σ_{ci} è la resistenza a compressione del materiale;
- GSI è il geological strength index;
- m_i è la costante del criterio di Hoek e Brown per la matrice rocciosa;
- MR è il rapporto del modulo.

Le lave compatte, *tabella 1.6*:

Lave compatte	
γ [kN/m ³]	26
ν [-]	3.00E-01
E [kN/m ²]	7.50E+06
σ_{ci} [kN/m ²]	90000
GSI [-]	45
m_i [-]	17
MR [-]	250

Tabella 1.6 Parametri geotecnici delle Lave compatte

Lo strato di sabbia e ghiaia, *tabella 1.7*:

Sabbie e ghiaie	
γ [kN/m ³]	19.5
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	7.50E+04
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	2.25E+05
c'_{ref} [kN/m ²]	5
ϕ' [°]	30

Tabella 1.7 Parametri geotecnici delle Sabbie e Ghiaie

Dove:

- γ è il peso specifico del terreno;
- E_{50}^{ref} è il modulo elastico di riferimento;
- E_{UR}^{ref} è il modulo elastico di scarico e ricarica, e vale tre volte il modulo elastico di riferimento;
- C'_{ref} è la coesione;
- ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio;
- ν è il coefficiente di Poisson.

Le lave sono state entrambe definite considerando come criterio di resistenza quello di Hoek e Brown generalizzato; fornendo il valore del GSI e la resistenza a compressione mono-assiale del materiale σ_{ci} il software calcola automaticamente i parametri del criterio per l'ammasso roccioso. Il software RS2 permette di selezionare il tipo di roccia considerato da una serie di dati catalogati da letteratura e il calcolo automatico di tali parametri viene proprio effettuato selezionando la roccia considerata, in questo caso basalti. Essendo le lave delle rocce dello stesso tipo, quello che cambia per la caratterizzazione della tipologia fratturata da quella compatta sono il valore del GSI, la resistenza a compressione mono-assiale e il modulo di elasticità.

Il terreno di riporto e le ghiaie e sabbie sono state definite considerando il criterio di resistenza hardening soil di PLAXIS. Si è deciso di utilizzare questo criterio in modo tale da andare ad eliminare il problema dei sollevamenti del modello, infatti, considerando come criterio di rottura quello di Mohr Coulomb, dopo l'analisi interpretando i risultati quello che si riscontra sono degli spostamenti verticali in superficie rivolti verso l'alto dovuti appunto ad un sollevamento elastico del modello. Questi spostamenti rivolti verso l'alto non hanno alcun significato fisico, in quanto nella situazione rappresentata si sta realizzando lo scavo di un tunnel; quindi, rimozione di terreno e di conseguenza gli spostamenti non possono che essere rivolti verso il basso. Per superare questo problema si è deciso quindi di ricorrere al criterio di resistenza di tipo hardening soil di PLAXIS. Per una descrizione più dettagliata sul modello

Hardening soil di plaxis fare riferimento alle osservazioni al termine di questo capitolo.

In questa sezione vi è la presenza della falda acquifera, localizzata ad una profondità di 28.924 m.

La sezione di scavo in questa specifica sezione è la sezione di tipo 3, che presenta la seguente forma, *figura 1.10*:

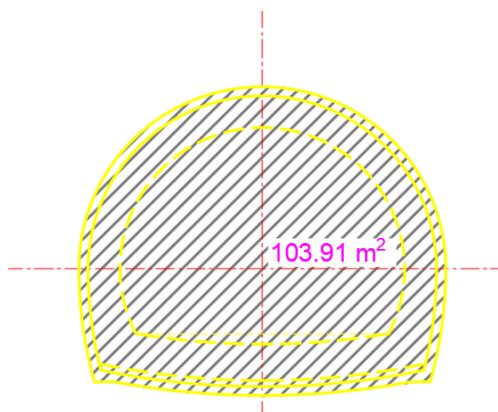


Figura 1.10 Sezione di scavo di tipo 3, Geodata engineering SPA

La sezione di scavo 3 presenta un'area $A=103.91 \text{ m}^2$ (area minima), e viene realizzata ad una profondità di $z=30 \text{ m}$.

Noti geometria della sezione di scavo e stratigrafia, si è passati alla realizzazione del modello tramite il software RS2, procedendo in questo modo:

- a. *Definizione del numero di stages in cui suddividere l'analisi per tenere conto delle diverse fasi di realizzazione dello scavo*

In questo caso sono stati definiti quattro diversi stages:

- Il primo è relativo ad una condizione geostatica del problema, quindi senza considerare lo scavo e alcun rilascio tensionale.
- Il secondo stage considera l'introduzione di un terreno consolidato in corrispondenza della zona dove andrà a collocarsi la sezione di scavo e si estende per due metri nell'intorno della sezione di scavo, questo perché lo scavo deve essere effettuato all'interno di sabbie e ghiaie, che sono terreni non coesivi. Per questo motivo viene quindi introdotto questo terreno consolidato in modo tale da migliorare le caratteristiche del terreno nell'intorno della zona dove andrà effettuato lo scavo. Il consolidamento avviene tramite iniezioni di boiaccia di cemento da tubi in vetroresina valvolati, per intasamento, trattandosi di terreni ghiaioso-sabbiosi, con iniezioni per ogni valvola e ripetute se necessario. Tale terreno è stato caratterizzato da un involucro di rottura di Mohr Coulomb, considerando i seguenti parametri: $\gamma=24 \text{ kN/m}^3$, $E=315 \text{ MPa}$,

$\nu=0.3$, $c=144\text{kPa}$, $\varphi=30^\circ$. I parametri sono stimati tramite prove di laboratorio, ove possibile, oppure tramite prove geotecniche in sito.

- Il terzo stage prevede lo scavo della galleria, applicando un rilascio tensionale pari al 50% dello stato tensionale geostatico. Questa condizione di rilascio tensionale è stata ricavata andando a ricostruire la linea caratteristica della galleria considerandola per ipotesi una galleria profonda. In questa condizione si è riscontrato che ad una distanza di un metro dal fronte dello scavo, poiché il supporto primario viene installato per ogni metro di avanzamento dello scavo, si ha un rilascio tensionale pari proprio al 50%.
- Il quarto e ultimo stage prevede la condizione di completo rilascio tensionale e l'installazione del supporto primario. Quindi prevede una situazione in cui si ha il completamento dello scavo del tunnel e la contemporanea presenza del rivestimento primario.

Nelle figure 1.11, 1.12, 1.13, 1.14 vengono riportati tutti e quattro gli stage:

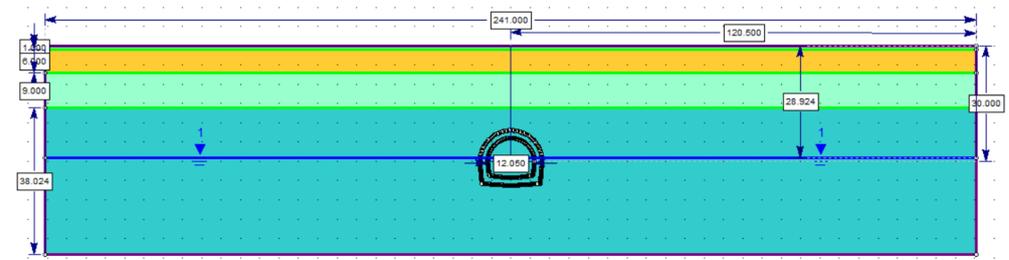


Figura 1.11 Stage 1 geostatico sezione "Lave+Ghiaie"

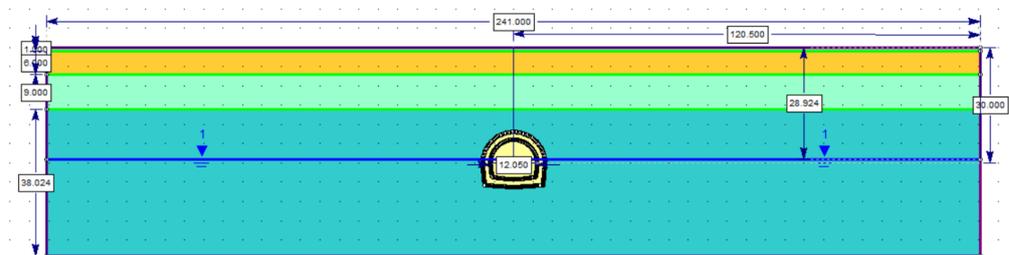


Figura 1.12 Stage 2 terreno migliorato sezione "Lave+Ghiaie"

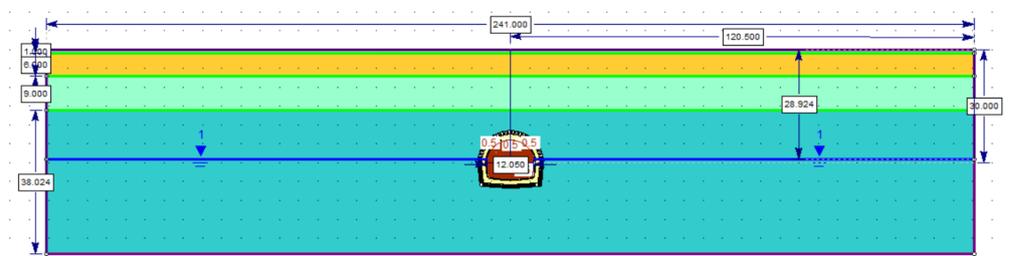


Figura 1.13 Stage 3 scavo con il rilascio tensionale al 50% sezione "Lave+Ghiaie"

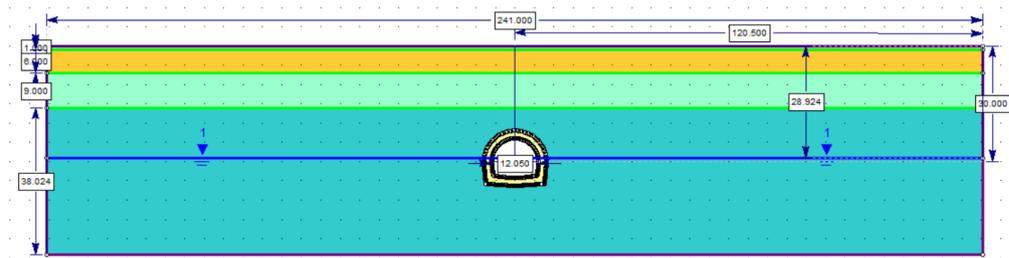


Figura 1.14 Stage 4 rivestimento primario e completo rilascio tensionale sezione "Lave+Ghiaie"

b. Definizione della geometria del modello

Le dimensioni del dominio sono state determinate tenendo in conto il tipo di analisi che si intende effettuare e quindi i risultati che si vogliono valutare e i tempi di analisi in modo tale da alleggerire il processo di computazione.

Per questi motivi l'estensione laterale del modello è stata imposta pari a dieci volte il diametro del tunnel, sia a destra che a sinistra $10D=120.5$ m. Tale estensione garantisce di ottenere valori di cedimenti in superficie affidabili, non affetti dalle condizioni di bordo.

L'estensione verso il basso del modello è stata scelta pari a due volte la grandezza del diametro del tunnel $2D= 24.1$ m. Questa dimensione è stata scelta per limitare i sollevamenti, oltre all'adozione del modello hardening soil con moduli a scarico maggiori di quelli a carico.

L'estensione verso l'alto invece, essendo un tunnel superficiale, rappresenta la reale quota di approfondimento del tunnel in questa sezione, pari a 32.844 m.

Successivamente è stata introdotta la sezione di scavo, la sezione di tipo A3, facendo coincidere il centro di tale sezione con il centro del modello, ovvero la coordinata (0;0).

c. Realizzazione della stratigrafia, applicazione della falda e rilascio tensionale

In questa fase sono stati introdotti i "material boundaries", ovvero il dominio è stato suddiviso nei diversi materiali in base alla stratigrafia precedentemente definita.

Il primo stage presenta solamente i quattro materiali, il secondo stage presenta anche il terreno consolidato, nel terzo stage viene attribuito al materiale che ricade all'interno della sezione di scavo la condizione di "excavated".

Successivamente viene introdotta la falda alla quota prestabilita tramite l'introduzione di una linea piezometrica. Dal momento che vi è la presenza della falda, è necessario andare a definire le condizioni idrauliche dei materiali, che vengono tutti considerati drenati, mentre il comportamento statico dell'acqua viene assunto "piezometric line" ovvero quello dipendente dalla falda per

terreno di riporto, lava vacuolare, lava compatta e sabbia e ghiaia, mentre viene selezionato “asciutto” per il terreno consolidato in modo da considerarlo impermeabile. In pratica le proprietà idrauliche dei materiali vengono selezionate in modo da considerare la reale posizione della falda, e quindi la pressione dell’acqua risulta congruente con la posizione della falda, mentre viene considerato impermeabile il terreno di consolidazione.

Dal momento che è stato realizzato lo scavo, per tenere in conto dello scarico tensionale, si applica un carico indotto e applicando poi uno “stage factor”, ovvero un coefficiente che permette di considerare le diverse fasi del rilascio tensionale. Per i primi 2 stages tale coefficiente è posto pari a 0, nel terzo pari a 0.5 in modo da realizzare il 50% di rilascio tensionale e nuovamente 0 nell’ultimo stage.

d. Definizione dei carichi, discretizzazione, mesh e condizioni al contorno

Come in precedenza, si è considerata una condizione di green field.

La mesh è costituita da elementi triangolari a sei nodi, considerando un mesh di tipo graduato. In questo modo sono stati ottenuti 12488 elementi e 25303 nodi.

Al contorno del modello si è deciso di vincolare gli spostamenti: sono impediti gli spostamenti orizzontali nei bordi verticali e gli spostamenti verticali nel bordo orizzontale inferiore tramite l’applicazione di carrelli. Negli angoli inferiori del modello sono stati bloccati invece sia gli spostamenti orizzontali che verticali, tramite l’applicazione di cerniere. Il bordo orizzontale superiore invece non è stato vincolato in alcun modo, permettendo quindi gli spostamenti.

e. Realizzazione del supporto primario

Il supporto primario viene introdotto tramite il comando “add liner” e selezionando il contorno di scavo. Successivamente è necessario andare ad introdurre i parametri del rivestimento, ed in particolare la tipologia di supporto, standard beam, lo spessore e il modulo elastico. Per lo spessore si considera $t=0.295$ m, mentre per il modulo elastico si considera $E=20421.26$ MPa, come precedentemente indicato nella sezione “Solo suoli”.

Sezione “Complessa”

Questa sezione si trova alla progressiva 2+850 km del tunnel.

Tra tutte le sezioni analizzate, questa presenta la stratigrafia più complessa, e risulta essere caratterizzata in questo modo:

- Un primo strato composto da terreno di riporto, che si estende per uno spessore di 1.2 m;

- Uno strato di basalti molto fratturati, con uno spessore di 2.7 m;
- Uno strato di basalti compatti fratturati, di spessore 12.8 m;
- Uno strato di brecce vulcano-clastiche, con spessore 1.3 m;
- Uno strato di limo argilloso, avente spessore 2 m;
- Un ultimo strato di argille limose che si estende fino alla fine del modello, avente quindi spessore 18.904 m.

I diversi materiali risultano così caratterizzati:

Il terreno di riporto, *tabella 1.8*:

Terreno di riporto	
γ [kN/m ³]	18
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	1.00E+04
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	3.00E+04
c'_{ref} [kN/m ²]	15
ϕ' [°]	15

Tabella 1.8 Parametri geotecnici del Terreno di riporto

Dove:

- γ è il peso specifico del terreno;
- E_{50}^{ref} è il modulo elastico di riferimento;
- E_{UR}^{ref} è il modulo elastico di scarico e ricarica, e vale tre volte il modulo elastico di riferimento;
- C'_{ref} è la coesione;
- ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio;

I basalti molto fratturati, *tabella 1.9*:

Basalti molto fratturati	
γ [kN/m ³]	26
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	8.97E+05
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	2.70E+06
c'_{ref} [kN/m ²]	127
ϕ' [°]	50.3
K_0 [-]	1

Tabella 1.9 Parametri geotecnici dei basalti molto fratturati

Dove:

- γ è il peso specifico del terreno;
- E_{50}^{ref} è il modulo elastico di riferimento;
- E_{ur}^{ref} è il modulo elastico di scarico e ricarica, e vale tre volte il modulo elastico di riferimento;
- C'_{ref} è la coesione;
- ϕ' è l'angolo di resistenza al taglio;
- k_0 è il rapporto di sforzo efficace.

I basalti compatti fratturati, *tabella 1.10*:

Basalti compatti fratturati	
γ [kN/m ³]	26
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	5.03E+06
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	1.50E+07
c'_{ref} [kN/m ²]	372
ϕ' [°]	62.5
K_0 [-]	1

Tabella 1.10 Parametri geotecnici dei Basalti compatti fratturati

Le breccie vulcanoclastiche, *tabella 1.11*:

Breccie vulcanoclastiche	
γ [kN/m ³]	19.5
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	1.00E+05
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	3.00E+05
c'_{ref} [kN/m ²]	10
ϕ' [°]	40
K_0 [-]	0.375

Tabella 1.11 Parametri geotecnici delle Breccie vulcanoclastiche

I limi argillosi, *tabella 1.12*:

Limi argillosi	
γ [kN/m ³]	19
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	1.00E+05
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	3.00E+05
c'_{ref} [kN/m ²]	15
ϕ' [°]	27.5
K_0 [-]	0.538

Tabella 1.12 Parametri geotecnici dei Limi argillosi

Le argille limose, *tabella 1.13*:

Argille limose	
γ [kN/m ³]	19
E_{50}^{ref} [kN/m ²]	2.25E+05
E_{UR}^{ref} [kN/m ²]	6.75E+05
c'_{ref} [kN/m ²]	27
ϕ' [°]	20
K_0 [-]	0.657

Tabella 1.13 Parametri geotecnici delle Argille limose

In questo caso, tutti i materiali sono stati definiti considerando il criterio di resistenza hardening soil di PLAXIS. Si è deciso di utilizzare questo criterio in modo tale da andare ad eliminare il problema dei sollevamenti del modello. In questo caso anche le lave sono state considerate come hardening soil dal momento che considerando un criterio di resistenza quale quello di Hoek e Brown generalizzato, l'analisi non riusciva a raggiungere la convergenza, e quindi un valore accettabile degli spostamenti in superficie in termini di validità delle analisi. Considerando invece il modello hardening soil, si è riusciti a raggiungere la convergenza ottenendo risultati affidabili.

Sebbene il modello Hardening Soil sia stato concepito per i terreni, è possibile applicarlo anche per ammassi rocciosi che presentano proprietà meccaniche scadenti. Infatti, sono stati condotte in letteratura delle analisi numeriche sia in due dimensioni che in tre dimensioni considerando tale modello per caratterizzare ammassi rocciosi con scarse proprietà meccaniche e i risultati dimostrano come considerando un legame costitutivo più complesso per tenere conto del reale comportamento sia per i terreni che per le rocce, si ottiene un andamento dei cedimenti in superficie maggiore rispetto a quello che si otterrebbe considerando il modello di Mohr-Coulomb. Questo perché

tramite il modello Hardening Soil è possibile tenere in considerazione sia la rigidità costante del modello di Mohr Coulomb, sia la plasticizzazione a piccole deformazioni, e questo contribuisce al raggiungimento di risultati più accurati. *Feneziani et al.,2015*.

In questa sezione vi è la presenza della falda acquifera, localizzata ad una profondità di 19.464 m; quindi, in questo caso la falda risulta essere localizzata esattamente al di sotto della sezione di scavo, e il comportamento idraulico dei materiali viene assunto come drenato.

La sezione di scavo in questa specifica sezione è la sezione di tipo 2, che presenta la seguente forma, *figura 1.15*:

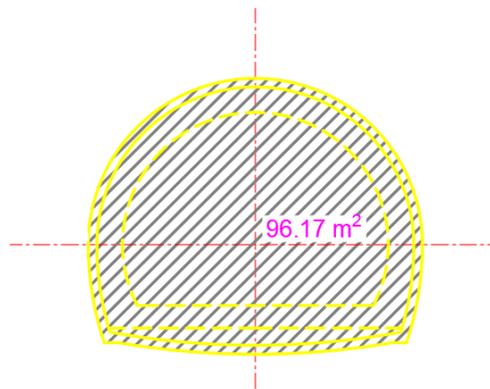


Figura 1.15 Sezione di scavo di tipo 2, Geodata engineering SPA (2022)

La sezione di scavo 2 presenta un'area $A=96.17 \text{ m}^2$ (area minima), e viene realizzata ad una profondità di $z=15.404 \text{ m}$.

Il modello per l'analisi con il software RS2 ha previsto i passi che seguono.

- a. *Definizione del numero di stages in cui suddividere il modello e quindi le diverse fasi di realizzazione dello scavo*

In questo caso sono stati definiti tre diversi stages, *figure 1.16, 1.17, 1.18*:

- Il primo è relativo ad una condizione geostatica del problema, quindi senza considerare lo scavo e alcun rilascio tensionale. Il comportamento dei materiali come precedentemente descritto è assunto come Hardening soil.
- Il secondo stage prevede lo scavo della galleria, applicando un rilascio tensionale pari al 50% dello stato tensionale geostatico.
- Il terzo e ultimo stage prevede la condizione di completo rilascio tensionale e l'installazione del supporto primario.

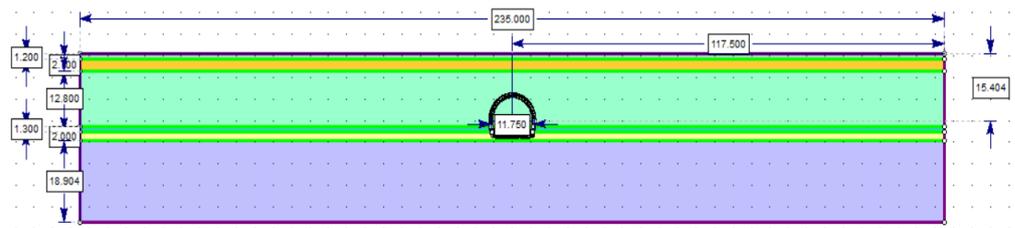


Figura 1.16 Stage 1 geostatico sezione "complessa"

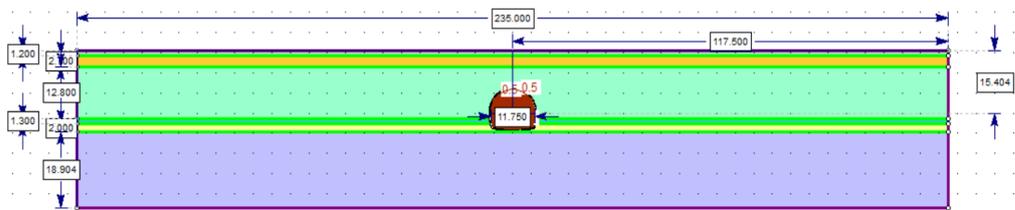


Figura 1.17 Stage 2 scavo con rilascio tensionale al 50% sezione "complessa"

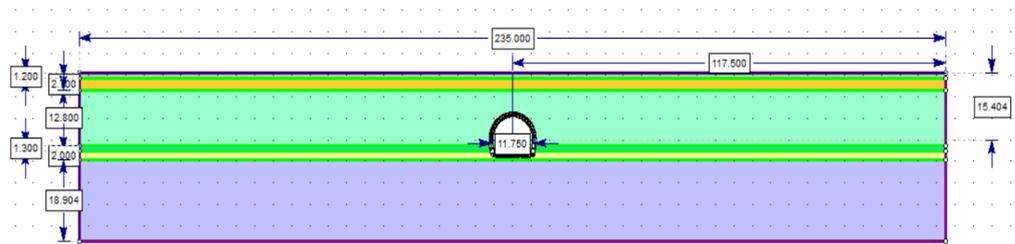


Figura 1.18 Stage 3 supporto primario e completo rilascio tensionale sezione "complessa"

b. Definizione della geometria del modello

Per realizzare il modello è necessario definire il dominio esterno.

L'estensione laterale del modello è stata imposta pari a dieci volte il diametro del tunnel, sia a destra che a sinistra $10D=117.5$ m.

L'estensione verso il basso del modello è stata scelta pari a due volte la grandezza del diametro del tunnel $2D= 23.5$ m. Questa dimensione è stata scelta per limitare i sollevamenti, oltre all'adozione dell'hardening soil con moduli a scarico maggiori di quelli a carico.

L'estensione verso l'alto invece, essendo un tunnel superficiale, rappresenta la reale quota di approfondimento del tunnel in questa sezione, pari a 15.404 m.

c. Realizzazione della stratigrafia, applicazione della falda e rilascio tensionale

Per questa fase fare riferimento alle sezioni precedenti.

d. Definizione dei carichi, discretizzazione mesh e condizioni al contorno

Per ogni materiale viene applicato il corretto valore di k_0 , il rapporto di sforzo efficace, con i valori riportati precedentemente.

La discretizzazione per la mesh del modello è stata fatta automaticamente dal software, considerando elementi triangolari a sei nodi, considerando un mesh di tipo graduato, andando ad infittire la mesh in prossimità della sezione di scavo e in superficie. In questo modo sono stati ottenuti 10292 elementi e 20937 nodi.

e. Realizzazione del supporto primario

Il supporto primario viene introdotto tramite il comando “add liner” e selezionando il contorno di scavo. Successivamente è necessario andare ad introdurre i parametri del rivestimento, ed in particolare la tipologia di supporto, standard beam, lo spessore e il modulo elastico. Lo spessore si considera $t= 0.295$ m, mentre per il modulo elastico si considera $E=20431.26$ Mpa, come precedentemente indicato per la sezione “Solo suoli”.

Sezione “Solo lave”

Questa tipologia di sezione, quindi di stratigrafia, risulta essere la più diffusa lungo tutto il tracciato del tunnel.

La sezione di tunnel oggetto dell’analisi numerica è collocata alla progressiva 2+350 km dello sviluppo longitudinale del tunnel. Questa zona è stata scelta perché dalle ortofoto è possibile notare la presenza significativa di edifici in superficie, e per questo motivo risulta una sezione particolarmente importante.

In questa zona la composizione del sottosuolo, a livello geologico, risulta caratterizzata dalla presenza di lave in banchi eterometrici, massive e vacuolari a diverso grado di fratturazione.

Dai sondaggi effettuati in sito, è stato possibile andare a definire una stratigrafia della sezione che risulta essere composta dai seguenti strati:

- Primi 2 metri composti da suoli
- Da 2 a 6.5m basalti a maggior grado di fratturazione
- Da 6.5 m in poi basalti a minor grado di fratturazione

Ai fini della realizzazione del modello, i primi due metri di suolo vengono di fatto trascurati.

I basalti a maggior grado di fratturazione risultano così caratterizzati, *tabella 1.14*:

Basalti a maggior grado di fratturazione	
γ [kN/m ³]	26
E_i [kN/m ²]	1.50E+06

σ_{ci} [kN/m ²]	60000
GSI [-]	25
mi [-]	17
MR [-]	250

Tabella 1.14 Parametri geotecnici dei Basalti a maggior grado di fratturazione

Dove:

- σ_{ci} è la resistenza a compressione mono assiale;
- GSI è il geological strength index;
- mi è il parametro del criterio di Hoek e Brown per la roccia;
- MR è il modulus ratio, definito dai valori standard forniti dal software *rocdata* della *rocscience* relativi ai basalti, per il quale risulta essere MR = 350±100. Per considerare le condizioni più critiche è stato considerato il valore minore di MR ovvero MR = 250;
- E_i è il valore del modulo di deformazione dell'ammasso roccioso è stato calcolato tramite *rocdata* e successivamente confermato tramite l'applicazione della formula di Hoek e Diederichs 2006

$$E_d = 100000 * \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75 + 25D - GSI}{11}}} \right)$$

1.19

Dove D è il parametro di danno.

Il parametro di danno considera il fatto che l'ammasso roccioso possa essere ulteriormente disturbato da eventi esterni di origine antropica e non di natura geologica, come ad esempio azioni di tipo dinamico quali esplosioni. L'indice di danno varia tra 0 e 1, quando D=0 il danno è nullo e l'ammasso roccioso risulta indisturbato, quando D=1 invece il danno è estremamente elevato e si ha un forte disturbo.

In questo caso non essendo disponibili dati per valutare tale parametro, D è stato assunto pari a 0.

I basalti a minor grado di fratturazione risultano così caratterizzati, *tabella 1.15*:

Basalti a minor grado di fratturazione	
γ [kN/m ³]	26
E_i [kN/m ²]	7.00E+06
σ_{ci} [kN/m ²]	90000
GSI [-]	45
mi [-]	17
MR [-]	250

Tabella 1.15 Parametri geotecnici dei Basalti a minor grado di fratturazione

Dove:

- σ_{ci} è la resistenza a compressione mono assiale;
- GSI è il geological strength index;
- m_i è un parametro che dipende dal tipo di roccia;
- MR è il modulus ratio, definito dai valori standard forniti dal software *rocdata* della *rocscience* relativi ai basalti, per il quale risulta essere MR = 350±100. Per considerare le condizioni più critiche è stato considerato il valore minore di MR ovvero MR = 250;
- E_i è il valore del modulo di deformazione dell'ammasso roccioso è stato calcolato tramite *rocdata* e successivamente confermato tramite l'applicazione della formula di Hoek e Diederichs 2006

$$E_d = 100000 * \left(\frac{1 - \frac{D}{2}}{1 + e^{\frac{75+25D-GSI}{11}}} \right)$$

1.20

Questa tipologia di sezione non presenta alcuna falda, quindi non è necessario andare a definire le condizioni idrauliche.

Le lave sono state entrambe definite considerando come criterio di resistenza quello di Hoek e Brown generalizzato

In questo caso, la sezione di scavo del tunnel considerata è una sezione di tipo 1. La sezione di scavo 1 presenta praticamente la stessa geometria della sezione di scavo 2, senza però la presenza dell'arco rovescio, come riportato in *figura 1.17*:

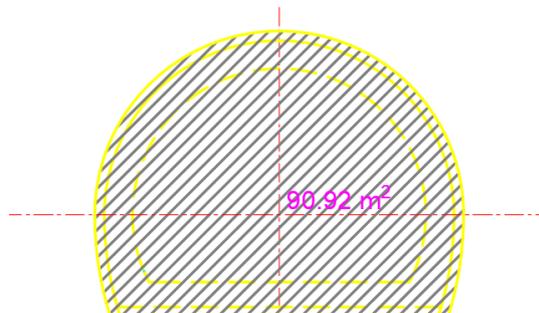


Figura 1.19 Sezione di scavo di tipo 1, Geodata engineering SPA

In questo caso quindi il supporto primario viene installato non su tutto il profilo di scavo, ma solamente ai piedritti e in calotta, dal momento che non risulta presente l'arcorovescio.

Noti geometria della sezione di scavo e stratigrafia, si è passati alla realizzazione del modello tramite il software RS2, procedendo in questo modo:

a. *Definizione del numero di stages in cui suddividere il modello e quindi le diverse fasi di realizzazione dello scavo*

In questo caso sono stati definiti quattro diversi stages, *figure 1.20, 1.21, 1.22, 1.23*:

- Il primo è relativo ad una condizione geostatica del problema, quindi senza considerare lo scavo e alcun rilascio tensionale. Il comportamento dei materiali viene assunto come elastico. Questo stage ha il compito di fornire indicazioni circa la buona riuscita del modello, andando a ricercare gli andamenti delle tensioni principali σ_1, σ_3 dopo aver effettuato l'analisi.
- Il secondo stage considera invece sempre una condizione geostatica, andando però a considerare un comportamento plastico dei materiali, in modo da tenere in conto un comportamento più realistico di questi.
- Il terzo stage prevede lo scavo della galleria, applicando un rilascio tensionale pari al 50% dello stato tensionale geostatico. Questa condizione di rilascio tensionale è stata ricavata andando a ricostruire la linea caratteristica della galleria considerandola per ipotesi una galleria profonda. In questa condizione si è riscontrato che ad una distanza di un metro dal fronte dello scavo, si ha un rilascio tensionale pari proprio al 50%.
- Il quarto e ultimo stage prevede la condizione di completo rilascio tensionale e l'installazione del supporto primario. Quindi prevede una situazione in cui si ha il completamento dello scavo del tunnel e la contemporanea presenza del rivestimento primario.

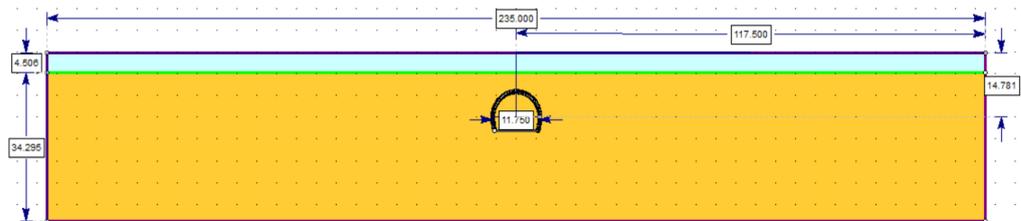


Figura 1.20 Stage 1 Geostatico con materiali elastici sezione "solo lave"

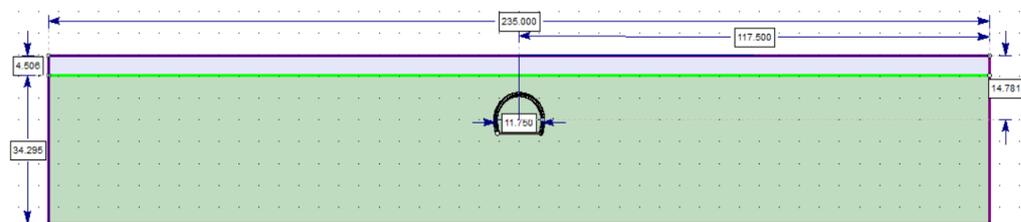


Figura 1.21 Stage 2 Geostatico con materiali plastici sezione "solo lave"

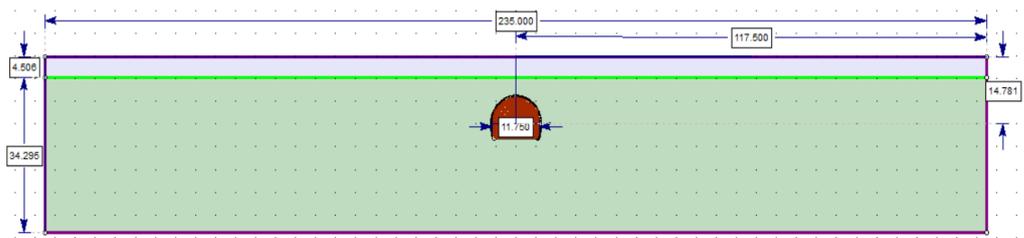


Figura 1.22 Stage 3 scavo con rilascio tensionale al 50% sezione "solo lave"

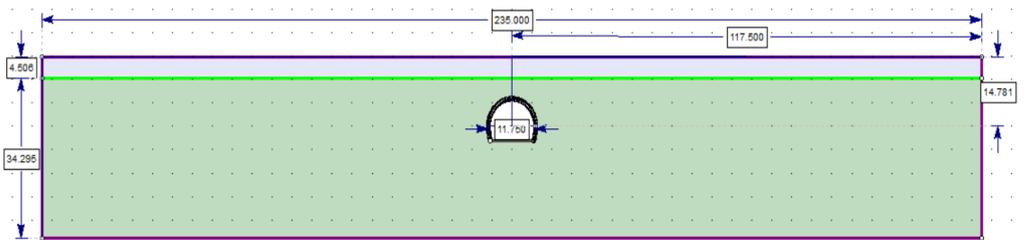


Figura 1.23 Stage 4 supporto primario e completo rilascio tensionale sezione "solo lave"

b. Definizione della geometria del modello

Per realizzare il modello è necessario definire il dominio esterno.

L'estensione laterale del modello è stata imposta pari a dieci volte il diametro del tunnel, sia a destra che a sinistra $10D=117.5$ m.

L'estensione verso il basso del modello è stata scelta pari a due volte la grandezza del diametro del tunnel $2D= 23.5$ m. Questa dimensione è stata scelta per limitare i sollevamenti del modello.

L'estensione verso l'alto invece, essendo un tunnel superficiale, rappresenta la reale quota di approfondimento del tunnel in questa sezione, pari a 14.781 m.

c. Realizzazione della stratigrafia e rilascio tensionale

Per questa fase se faccia riferimento alle sezioni precedenti.

d. Definizione dei carichi, discretizzazione mesh e condizioni al contorno

La discretizzazione per il mesh del modello è stata fatta automaticamente dal software, considerando elementi triangolari a sei nodi, considerando un mesh di tipo graduato, infittendo la mesh in prossimità della sezione di scavo e della superficie. In questo modo sono stati ottenuti 5239 elementi e 11103 nodi.

e. Realizzazione del supporto primario

Il supporto primario viene introdotto tramite il comando "add liner" e selezionando il contorno di scavo. Successivamente è necessario andare ad introdurre i parametri del rivestimento, ed in particolare la tipologia di supporto, standard beam, lo spessore e il modulo elastico. Lo spessore si

considera $t = 0.295$ m, mentre per il modulo elastico si considera $E = 20421.26$ Mpa, come precedentemente indicato nella sezione “Solo suoli”.

1.3 Risultati delle analisi numeriche

Come già ribadito precedentemente, lo scopo delle analisi è quello di andare a valutare i cedimenti in superficie in condizioni di “greenfield” indotti dallo scavo del tunnel, ovvero si è interessati ad andare a valutare gli spostamenti verticali che si registrano in superficie, tenendo in considerazione la fase in cui si ha l’installazione del rivestimento primario.

Per analizzare i soli spostamenti indotti dallo scavo, nell’interpretazione dei risultati si è proceduto a depurare dai risultati quelli relativi alle fasi di analisi precedenti lo scavo della galleria. In RS2 si introduce il “reference stage” che, per tutte le sezioni, è fissato allo stage geostatico finale, quindi lo stage geostatico con terreno migliorato per sezioni “solo suoli” e “Lave+Ghiaie”, lo stage geostatico plastico per la sezione “solo lave” e lo stage geostatico per la sezione “Complessa”.

Di seguito vengono riportati i risultati dell’analisi ottenuti per ciascuna sezione.

Sezione “solo suoli”

Questa sezione presenta i seguenti risultati in termini di spostamenti verticali in superficie, *figure 1.24, 1.25*:

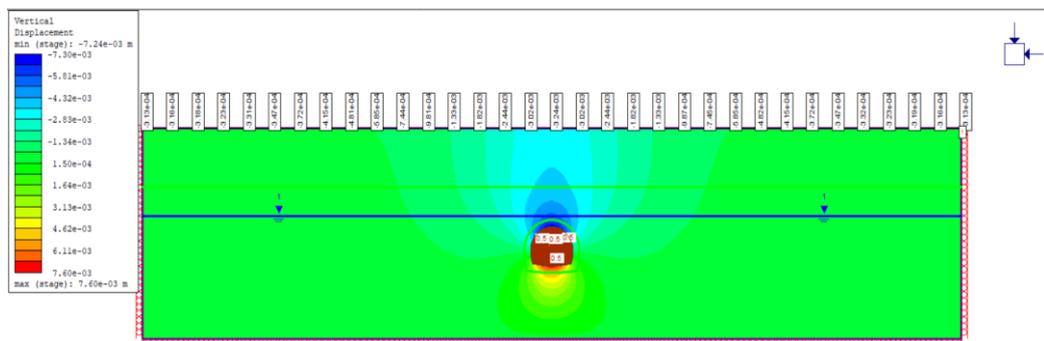


Figura 1.24 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 3

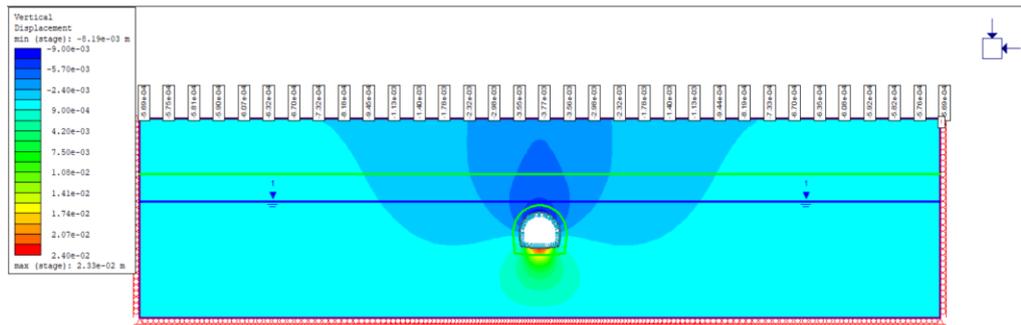


Figura 1.25 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 4

Che, rappresentati su di un grafico che ha in ordinata i cedimenti S_v [m], e in ascissa la distanza dall'asse della galleria x [m], presentano il seguente andamento, figura 1.26:

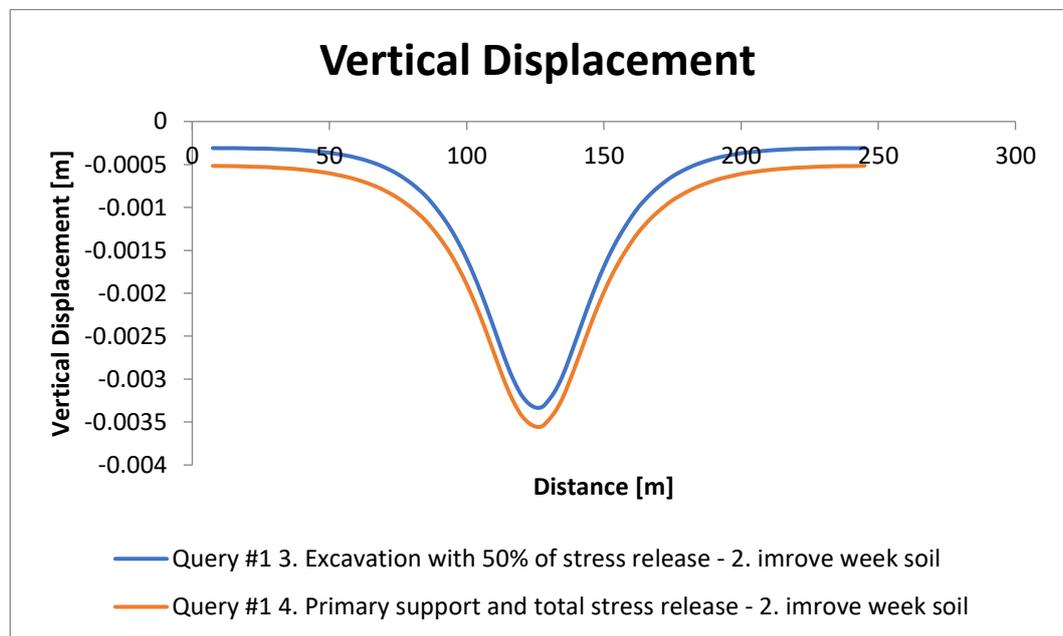


Figura 1.26 Confronto tra le curve di subsidenza in superficie relative allo stage 3 e lo stage 4

Su questo grafico sono riportati sia i cedimenti relativi al terzo stage, relativi ad una situazione di scavo del tunnel con il rilascio tensionale del 50%, sia quelli relativi all'ultimo stage in cui si ha il completo rilascio tensionale e l'installazione del rivestimento primario. Come detto in precedenza, lo stage di riferimento per la valutazione degli spostamenti verticali è lo stage 2, quello geostatico con condizioni del terreno migliorate per via dell'inserimento del terreno consolidato.

Le due curve presentano la forma gaussiana tipica della curva di subsidenza dei cedimenti in superficie che si osserva per costruzione analitica, e questo è un indicatore della buona riuscita del modello.

Si può osservare come i cedimenti relativi all'ultimo stage siano maggiori rispetto a quelli relativi al terzo in quanto, sebbene vi sia la presenza del rivestimento, contemporaneamente si ha anche il completo rilascio tensionale.

Si osserva come in prossimità dei rami asintotici della curva il valore dei cedimenti non sia esattamente nullo, a differenza del caso analitico in cui la curva di subsidenza ha un andamento asintotico verso zero. Tuttavia, il valore di tali cedimenti risulta essere di 0.5 mm per lo stage quattro e 0.3 mm per lo stage tre, valori che possono essere confusi con zero; quindi, di fatto questa soluzione viene accettata.

La curva a cui si fa riferimento per la taratura dei parametri che permettono la ricostruzione analitica della curva dei cedimenti, k e V_l , è la curva relativa allo stage 4, in condizioni di completo rilascio tensionale e presenza del rivestimento primario. Tale curva presenta un cedimento massimo in corrispondenza dell'asse verticale della galleria pari a 3.24 mm, e un'area pari a $V_s=0.324 \text{ m}^2$.

Per ricostruire la curva dei cedimenti in superficie per via analitica, si è utilizzata la formulazione di Peck:

$$S_v = S_{max} e^{\left(\frac{-y^2}{2i^2}\right)}$$

1.21

Dove:

- S_{max} è il valore massimo di cedimento
- Y rappresenta l'asse perpendicolare al tunnel lungo cui si calcola la curva (distanza rispetto all'asse)
- i rappresenta la distanza del punto di flesso rispetto all'asse del tunnel

Il valore del cedimento massimo S_{max} viene valutato mediante la formula:

$$S_{max} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} * i}$$

1.22

Dove V_s è l'area della curva di subsidenza legata al volume perso V_l nell'intorno del cavo

$$V_s = A_s * V_l$$

1.23

Con:

- A_s area della sezione di scavo
- V_l volume perso nell'intorno del cavo

È possibile valutare la posizione del punto di flesso della curva di subsidenza in superficie i_0 tramite la seguente formulazione proposta da O'Reilly e New (1982):

$$i_0 = k * Z_0$$

1.24

Come già definito, in questo caso i parametri incogniti sono k e V_l , per cui per poter ricostruire la curva si è entrati nell'equazione di Peck facendo variare i valori di k e V_l contemporaneamente, tramite iterazioni, fino al raggiungimento del "best fitting", ovvero fino a che non si sono trovati i parametri corretti tali da meglio approssimare la curva di subsidenza derivante da analisi numerica.

Nel seguente grafico si possono valutare l'andamento della curva derivante dal modello numerico e l'andamento della curva di subsidenza valutata per via analitica, *figura 1.27*:

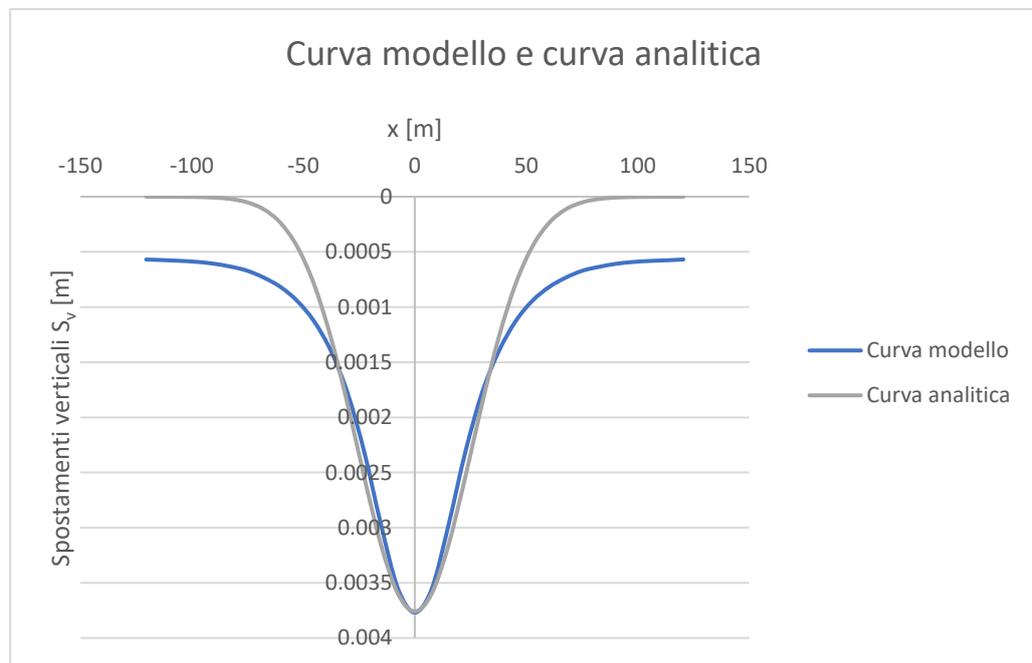


Figura 1.27 Confronto tra la curva ottenuta dal modello numerico e la curva ricostruita per via analitica

E i parametri considerati per la realizzazione della curva analitica sono, *tabella 1.16*:

Sezione	SOLO SUOLI
$A_{scavo} [m^2]$	96.17
$Z_0 [m]$	32.84
$V_l [%]$	0.25
$V_s [m^2]$	0.24
$k [-]$	0.78

Tabella 1.16 Valori con cui è costruita la curva analitica

Dove:

- A_{scavo} è l'area di scavo della sezione 3, considerando l'area della sezione di scavo media;

- Z_0 è la quota del tunnel rispetto alla superficie;
- V_l è il volume perso;
- V_s è l'area sottesa alla curva analitica;
- k è un parametro che dipende dal tipo di terreno;
- $i=k*Z_0$ è la posizione del punto di flesso della curva.

Dal grafico precedente è possibile osservare come la curva analitica non sia perfettamente sovrapposta a quella derivante dal modello numerico, questo per via dei cedimenti non nulli in prossimità dei rami della curva del modello, tuttavia, come già trattato precedentemente, tali spostamenti possono essere considerati come nulli dal momento che risultano essere molto piccoli.

Si osserva invece come considerando tali parametri la curva analitica rappresenti molto bene, per forma e per valore dei cedimenti, la curva derivante da analisi numerica.

Sezione "Lave+Ghiaie"

Questa sezione presenta i seguenti risultati in termini di spostamenti verticali in superficie, *figure 1.28, 1.29*:

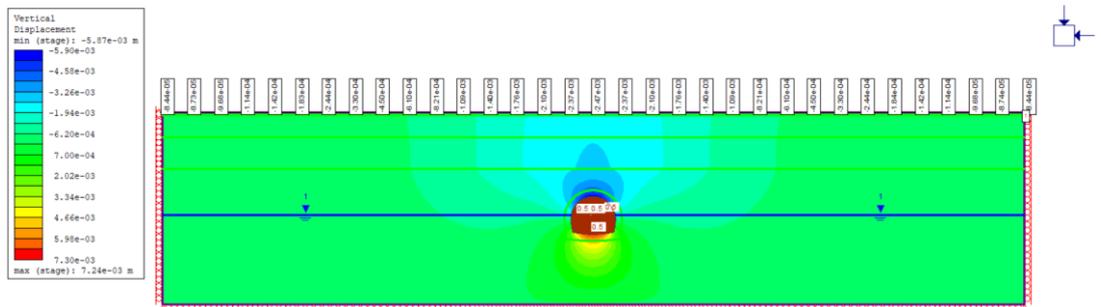


Figura 1.28 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 3

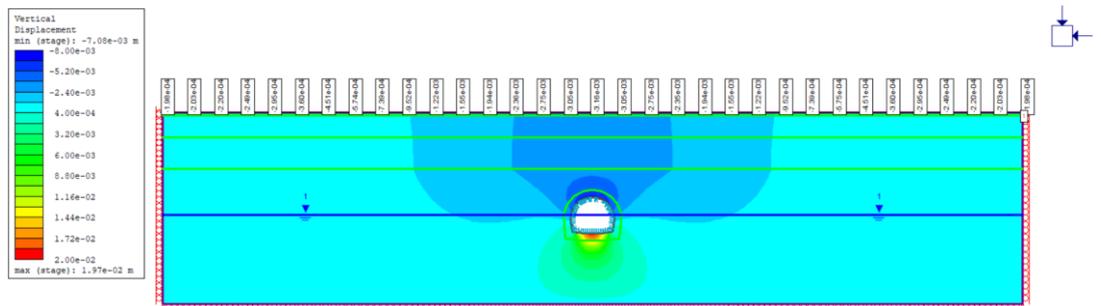


Figura 1.29 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 4

Che, rappresentati su di un grafico che ha in ordinata i cedimenti S_v [m], e in ascissa la distanza dall'asse della galleria x [m], presentano il seguente andamento, *figura 1.30*:

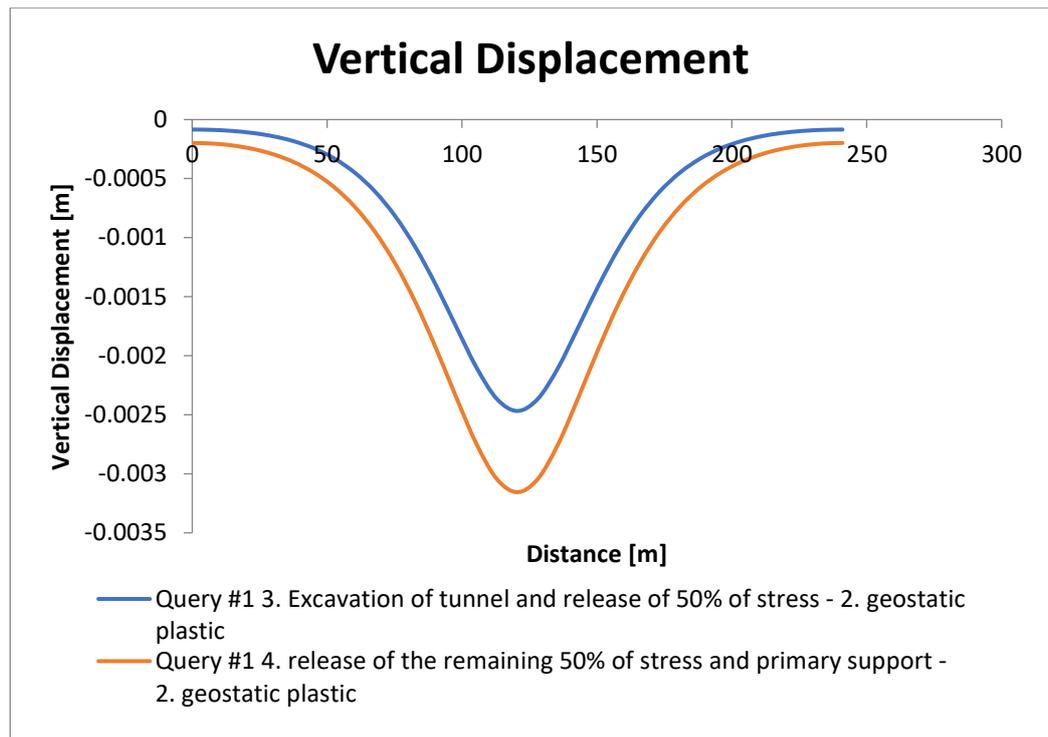


Figura 1.30 Confronto tra le curve di subsidenza in superficie relative allo stage 3 e lo stage 4

Si osserva come in prossimità dei rami della curva il valore dei cedimenti non sia esattamente nullo, a differenza del caso analitico in cui la curva di subsidenza ha un andamento asintotico verso zero; tuttavia, il valore dei cedimenti risulta essere di 0.2 mm per lo stage quattro e 0.08 mm per lo stage tre, valori che possono essere confusi con zero, quindi di fatto questa soluzione viene accettata.

La curva a cui si fa riferimento per la taratura dei parametri che permettono la ricostruzione analitica della curva dei cedimenti, k e V_i , è la curva relativa allo stage 4, in condizioni di completo rilascio tensionale e presenza del rivestimento primario. Tale curva presenta un cedimento massimo in corrispondenza dell'asse verticale della galleria pari a 3.16 mm, e un'area pari a $V_s=0.28 \text{ m}^2$.

Nel seguente grafico si possono valutare l'andamento della curva derivante dal modello numerico e l'andamento della curva di subsidenza valutata per via analitica, *figura 1.31*:

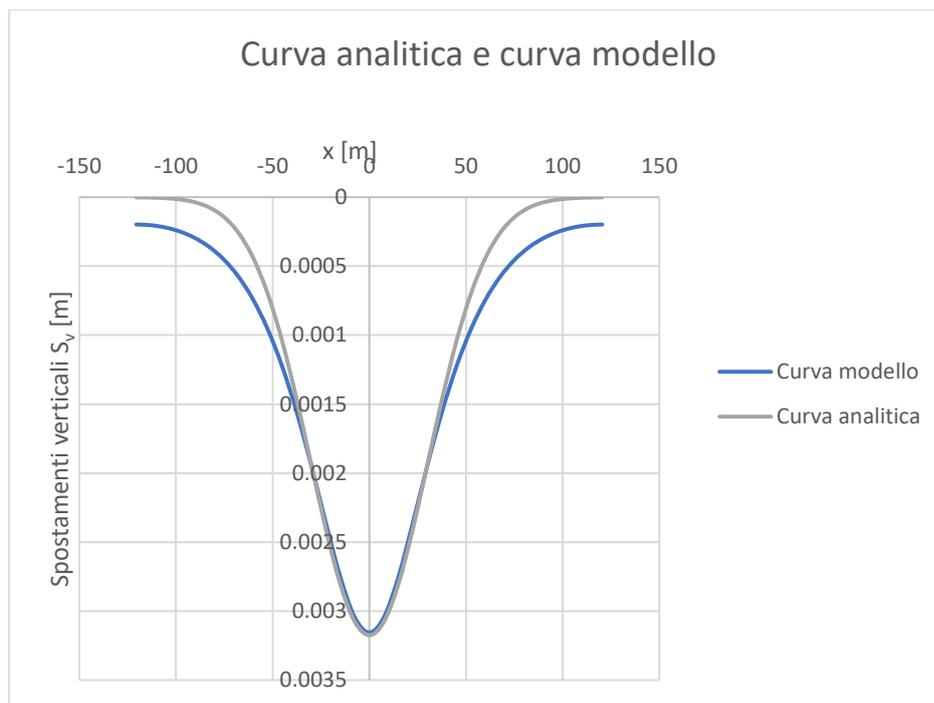


Figura 1.31 Confronto tra la curva ottenuta dal modello e la curva costruita per via analitica

E i parametri considerati per la realizzazione della curva analitica sono, *tabella 1.17*:

Sezione	LAVE+GHIAIE
A_{scavo} [m ²]	96.17
Z_0 [m]	32.84
V_l [%]	0.25
V_s [m ²]	0.24
k [-]	0.92
i [m]	30.22

Tabella 1.17 Valori utilizzati per la costruzione della curva analitica

Dove:

- A_{scavo} è l'area di scavo della sezione A3, considerando l'area della sezione di scavo media;
- Z_0 è la quota del tunnel rispetto alla superficie;
- V_l è il volume perso;
- V_s è l'area sottesa alla curva analitica;
- k è un parametro che dipende dal tipo di terreno;
- $i=k*Z_0$ è la posizione del punto di flesso della curva.

Dal grafico precedente è possibile osservare come la curva analitica non sia perfettamente sovrapposta a quella derivante dal modello numerico, questo per via dei cedimenti non nulli in prossimità dei rami della curva del modello,

tuttavia, come già trattato precedentemente, tali spostamenti possono essere considerati come nulli dal momento che risultano essere molto piccoli.

Si osserva invece come considerando tali parametri la curva analitica rappresenti molto bene, e per forma e per valore dei cedimenti, la curva derivante da analisi numerica.

Sezione “Complessa”

Questa sezione presenta i seguenti risultati in termini di spostamenti verticali in superficie, *figure 1.32, 1.33*:

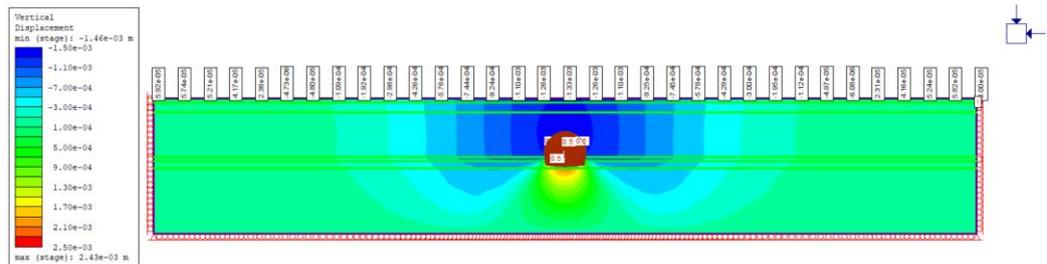


Figura 1.32 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 2

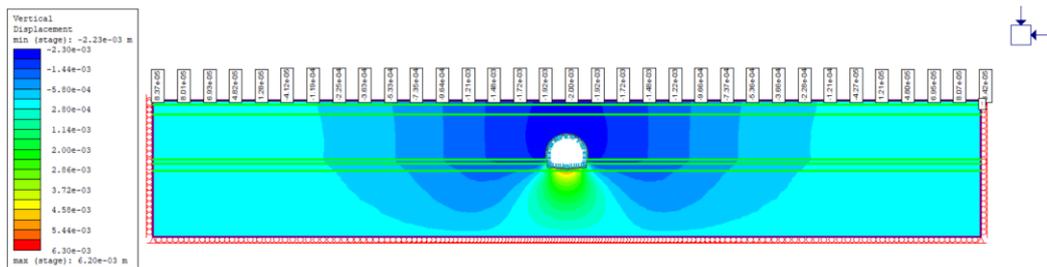


Figura 1.33 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 3

Che, rappresentati su di un grafico che ha in ordinata i cedimenti S_v [m], e in ascissa la distanza dall'asse della galleria x [m], presentano il seguente andamento, *figura 1.34*:

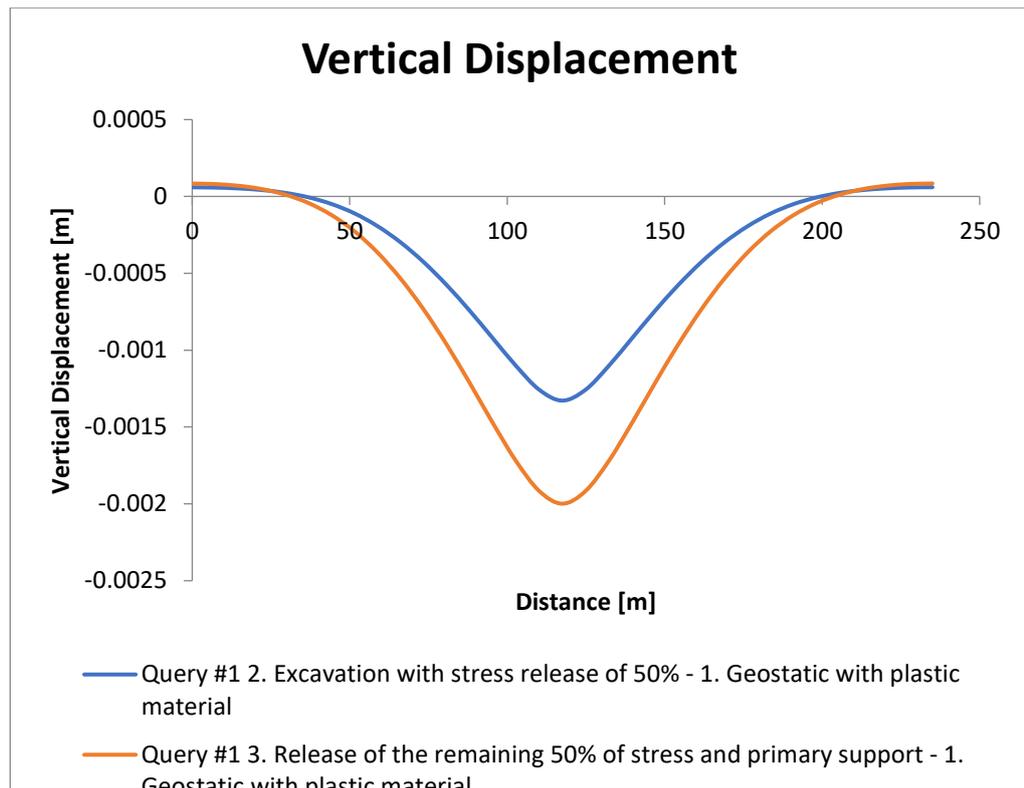


Figura 1.34 Confronto tra le curve di subsidenza in superficie relative allo stage 2 e lo stage 3

Si osserva come in prossimità dei rami della curva il valore dei cedimenti non sia esattamente nullo, a differenza del caso analitico in cui la curva di subsidenza ha un andamento asintotico verso zero; tuttavia, il valore dei cedimenti risulta essere di -0.08 mm per lo stage tre e -0.05 mm per lo stage due, valori che possono essere confusi con zero, quindi di fatto questa soluzione viene accettata.

La curva a cui si fa riferimento per la taratura dei parametri che permettono la ricostruzione analitica della curva dei cedimenti, k e V_i , è la curva relativa allo stage 3, in condizioni di completo rilascio tensionale e presenza del rivestimento primario. Tale curva presenta un cedimento massimo in corrispondenza dell'asse verticale della galleria pari a 2 mm, e un'area pari a $V_s=0.148 \text{ m}^2$.

Nella *figura 1.35* si possono valutare l'andamento della curva derivante dal modello numerico e l'andamento della curva di subsidenza valutata per via analitica:

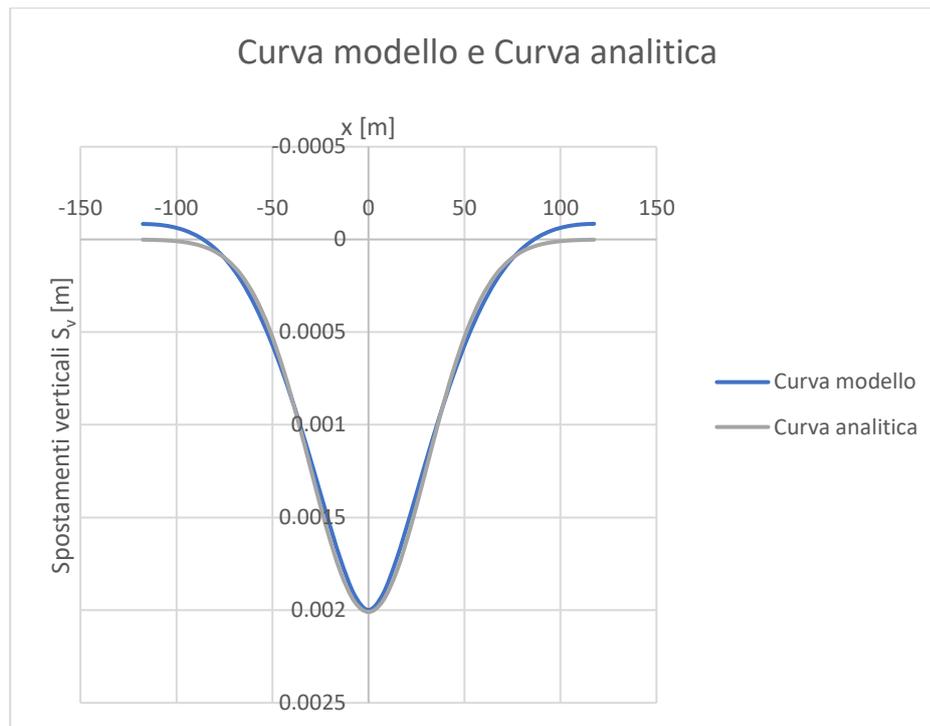


Figura 1.35 Confronto tra la curva di subsidenza ottenuta dal modello e la curva ottenuta per via analitica

E i parametri considerati per la realizzazione della curva analitica sono, *tabella 1.18*:

Sezione	COMPLESSA
A_{scavo} [m ²]	96.17
Z_0 [m]	32.84
V_l [%]	0.16
V_s [m ²]	0.15
k [-]	0.93
i [m]	30.54

Tabella 1.18 Valori utilizzati per la costruzione della curva analitica

Dove:

- A_{scavo} è l'area di scavo della sezione 2, considerando l'area della sezione di scavo media;
- Z_0 è la quota del tunnel rispetto alla superficie;
- V_l è il volume perso;
- V_s è l'area sottesa alla curva analitica;
- k è un parametro che dipende dal tipo di terreno;
- $i=k*Z_0$ è la posizione del punto di flesso della curva.

Dal grafico precedente è possibile osservare come la curva analitica non sia perfettamente sovrapposta a quella derivante dal modello numerico, questo per via dei cedimenti non nulli in prossimità dei rami della curva del modello,

tuttavia, come già trattato precedentemente, tali spostamenti possono essere considerati come nulli dal momento che risultano essere molto piccoli.

Si osserva invece come considerando tali parametri la curva analitica rappresenti molto bene, e per forma e per valore dei cedimenti, la curva derivante da analisi numerica.

Sezione “Solo lave”

Questa sezione presenta i seguenti risultati in termini di spostamenti verticali in superficie, *figure 1.36, 1.37*:

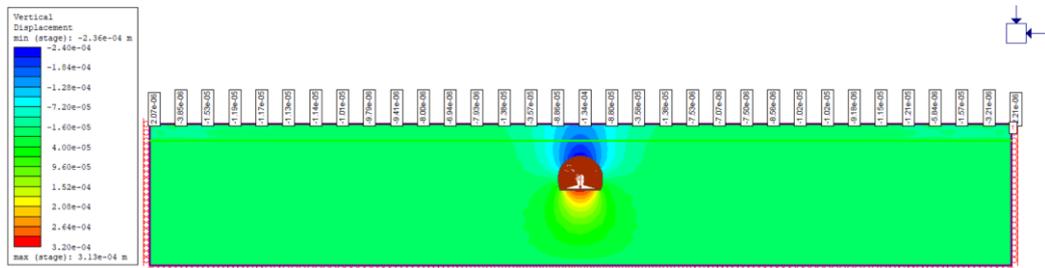


Figura 1.36 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 3

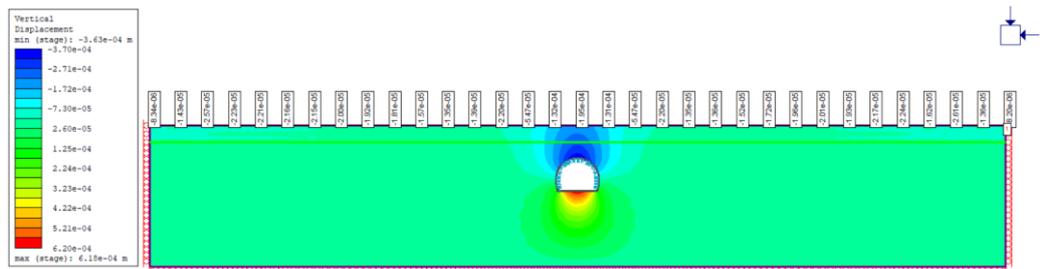


Figura 1.37 Spostamenti verticali in superficie relativi allo stage 4

Che, rappresentati su di un grafico che ha in ordinata i cedimenti S_v [m], e in ascissa la distanza dall'asse della galleria x [m], presentano il seguente andamento, *figura 1.38*:

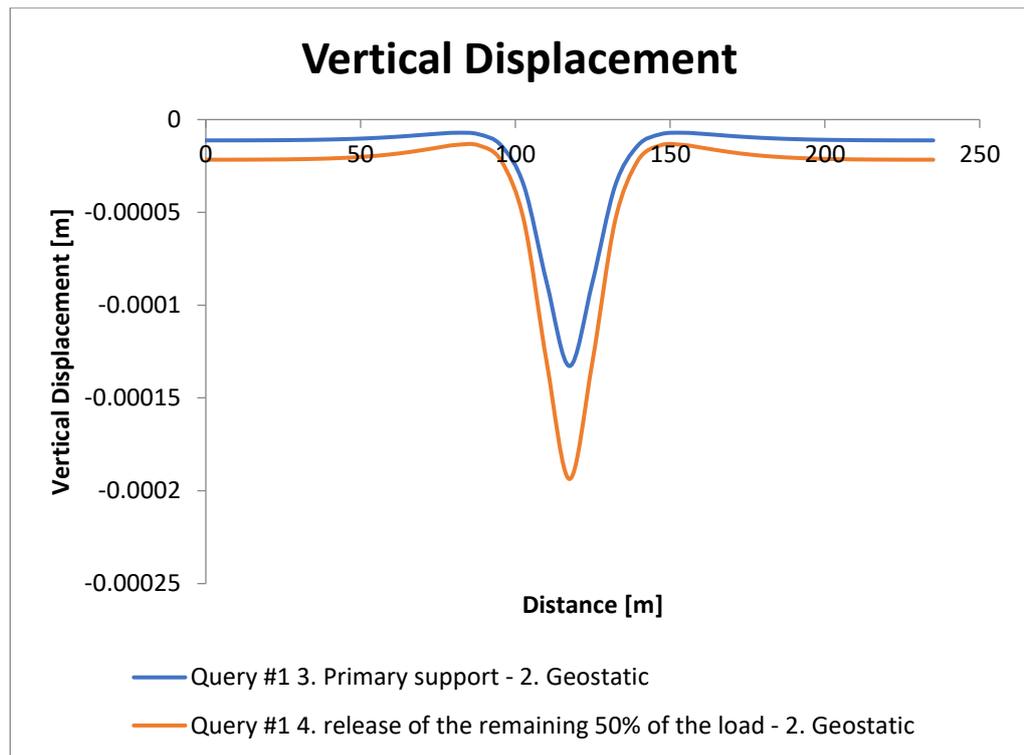


Figura 1.38 Confronto tra le curve di subsidenza in superficie relative allo stage 3 e lo stage 4

Si osserva come in prossimità dei rami della curva il valore dei cedimenti non sia esattamente nullo, a differenza del caso analitico in cui la curva di subsidenza ha un andamento asintotico verso zero; tuttavia, il valore dei cedimenti risulta essere di 0.02 mm per lo stage quattro e 0.01 mm per lo stage tre, valori che possono essere confusi con zero, quindi di fatto questa soluzione viene accettata.

La curva a cui si fa riferimento per la taratura dei parametri che permettono la ricostruzione analitica della curva dei cedimenti, k e V_i , è la curva relativa allo stage 4, in condizioni di completo rilascio tensionale e presenza del rivestimento primario. Tale curva presenta un cedimento massimo in corrispondenza dell'asse verticale della galleria pari a 0.2 mm, e un'area pari a $V_s=0.008 \text{ m}^2$.

Nella *figura 1.39* si possono valutare l'andamento della curva derivante dal modello numerico e l'andamento della curva di subsidenza valutata per via analitica:

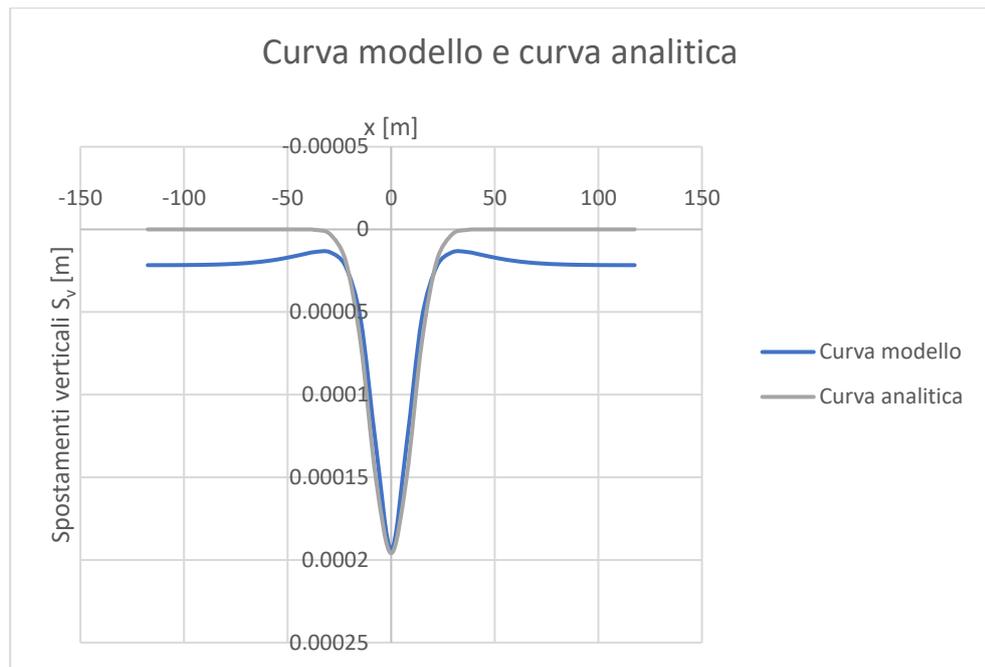


Figura 1.39 Confronto tra le curva ottenuta dal modello e la curva analitica

E i parametri considerati per la realizzazione della curva analitica sono, *tabella 1.19*:

Sezione	SOLO LAVÈ
$A_{scavo} [m^2]$	90.92
$Z_0 [m]$	32.84
$V_l [%]$	0.01
$V_s [m^2]$	0.01
$k [-]$	0.31
$i [m]$	10.18

Tabella 1.19 Valori utilizzati per la costruzione della curva analitica

Dove:

- A_{scavo} è l'area di scavo della sezione A3, considerando l'area della sezione di scavo media;
- Z_0 è la quota del tunnel rispetto alla superficie;
- V_l è il volume perso;
- V_s è l'area sottesa alla curva analitica;
- k è un parametro che dipende dal tipo di terreno;
- $i=k*Z_0$ è la posizione del punto di flesso della curva.

Dal grafico precedente è possibile osservare come la curva analitica non sia perfettamente sovrapposta a quella derivante dal modello numerico, questo per via dei cedimenti non nulli in prossimità dei rami della curva del modello, tuttavia, come già trattato precedentemente, tali spostamenti possono essere considerati come nulli dal momento che risultano essere molto piccoli.

Si osserva invece come considerando tali parametri la curva analitica rappresenti molto bene, e per forma e per valore dei cedimenti, la curva derivante da analisi numerica.

1.4 Suddivisione dello sviluppo longitudinale del tunnel in segmenti omogenei

La definizione dei parametri per l'applicazione del metodo di Peck al calcolo della subsidenza lungo il tracciato della galleria è stata condotta, come si è descritto precedentemente, per alcune sezioni rappresentative. In base ai risultati ottenuti, si può procedere alla valutazione della curva di subsidenza lungo l'intero tracciato, suddividendolo in tratte omogenee, ovvero caratterizzate dalla stessa stratigrafia e dalla stessa quota di profondità del tunnel Z_0 .

In particolare, ci si è concentrati sui tratti di galleria naturale del profilo longitudinale, che sono oggetto di interesse di questo lavoro; quindi, i tratti di galleria artificiale non verranno presi in considerazione.

Le gallerie naturali sono tre e sono denominate galleria naturale 1, galleria naturale 2 e galleria naturale 3.

Il profilo di ciascuna galleria naturale è stato suddiviso in segmenti che presentano una dimensione massima di 30 metri. Di seguito viene riportata la suddivisione per ciascuna galleria naturale:

Galleria naturale 1

Questa galleria è quella che presenta l'estensione maggiore, ovvero 3.5 km, e risulta essere caratterizzata da tutte e 4 le sezioni considerate in questo lavoro.

La prima parte risulta essere caratterizzata dalla sezione "solo suoli", e va dal km 0+335 al km 0+509.

La sezione longitudinale e la suddivisione in strati vengono riportate nella *figura 1.40*:

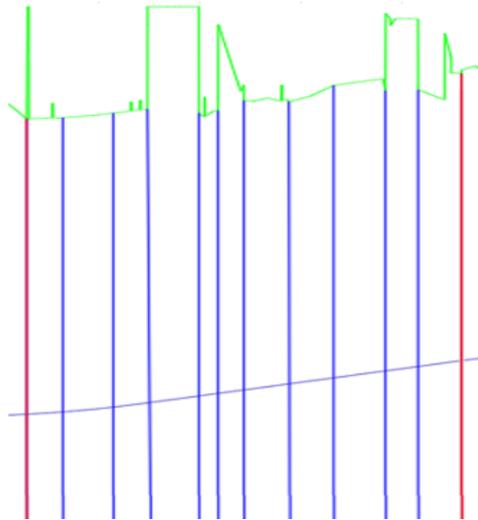


Figura 1.40 Prima parte della galleria naturale 1 e suddivisione in tratti



Figura 1.41 Suddivisione stratigrafica della prima parte della galleria naturale 1, modificata da Geodata Engineering Spa, 2022

La *figura 1.41* Riporta la suddivisione stratigrafica di questa prima parte, dove il primo strato rappresenta l'argilla e il secondo la ghiaia.

Questa sezione della galleria è stata divisa in 11 tratti, tenendo conto dell'andamento del tunnel e quindi le differenti quote alle quali risulta posizionato il piano del ferro del tunnel. La linea inclinata rappresenta la galleria.

In seguito nella *tabella 1.20* vengono riportate le informazioni relative a ciascun tratto:

Galleria naturale 1						
Sezione	Progressiva tunnel [km]	Lunghezza tratto [m]	Z0 [m]	Sezione tipo	k [-]	V _i [%]
1	0+335	15	34.626	Solo suoli	0.78	0.25
	0+350					
2	0+350	20	33.89	Solo suoli	0.78	0.25
	0+370					
3	0+370	15	33.4	Solo suoli	0.78	0.25
	0+385					
4	0+385	20	45.961	Solo suoli	0.78	0.25
	0+405					
5	0+405	8	32.926	Solo suoli	0.78	0.25
	0+413					
6	0+413	10	43.4	Solo suoli	0.78	0.25
	0+423					
7	0+423	17	32.526	Solo suoli	0.78	0.25
	0+440					
8	0+440	18	33.69	Solo suoli	0.78	0.25
	0+458					
9	0+458	20	33.893	Solo suoli	0.78	0.25
	0+478					
10	0+478	13	42	Solo suoli	0.78	0.25
	0+491					
11	0+491	18	33	Solo suoli	0.78	0.25
	0+509					

Tabella 1.20 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della prima parte della galleria naturale

Successivamente si incontra un tratto caratterizzato dalla sezione “Lave+Ghiaie”, che va dal km 0+509 al km 1+310, per un’estensione totale di 0.801 km.

La sezione longitudinale e la suddivisione in strati vengono riportati nella *figura 1.41*:

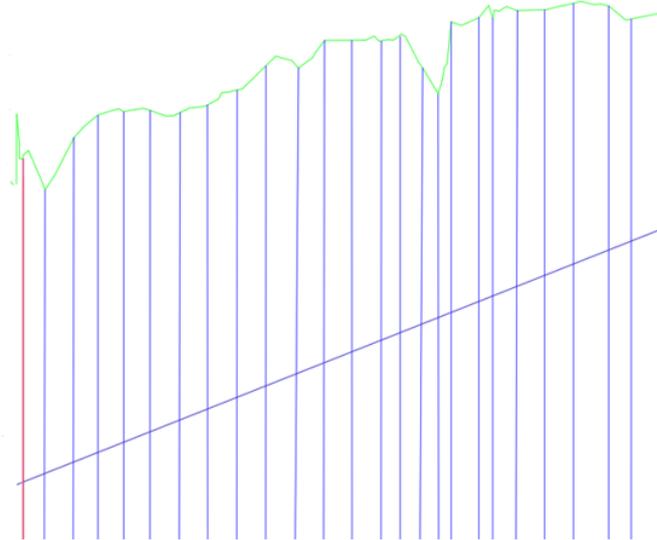


Figura 1.42 Seconda parte della galleria naturale 1 e suddivisione in tratti

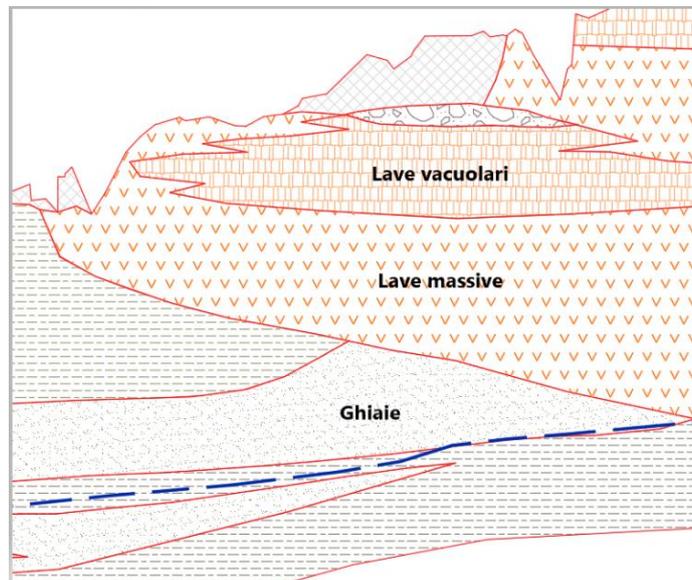


Figura 1.43 Suddivisione stratigrafica della seconda parte della galleria naturale 1, modificata da Geodata Engineering Spa, 2022

La *figura 1.43* mostra la suddivisione stratigrafica di questa parte di galleria.

Questa sezione della galleria è stata divisa in 30 tratti.

In seguito, nella *tabella 1.21* vengono riportate nel dettaglio le informazioni relative a ciascun tratto:

Galleria naturale 1						
Sezione	Progressiva tunnel [km]	Lunghezza tratto [m]	Z0 [m]	Sezione tipo	k [-]	V _i [%]
12	0+509	21	33.893	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+530					
13	0+530	30	32.183	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+560					
14	0+560	25	32.183	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+585					
15	0+585	28	35.161	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+613					
16	0+613	27	34.161	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+640					
17	0+640	30	34.161	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+670					
18	0+670	30	31.806	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+700					
19	0+700	30	30.8	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+730					
20	0+730	30	32.86	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+760					
21	0+760	30	32.5	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+790					
22	0+790	30	32.08	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+820					
23	0+820	30	32.576	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+850					
24	0+850	30	32	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+880					
25	0+880	20	31.133	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+900					
26	0+900	20	27.18	Lava+ghiaia	0.92	0.25
	0+920					

27	0+920	20	25	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+940					
28	0+940	12	26.8	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+952					
29	0+952	29	27	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+981					
30	0+981	16	29.693	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	0+997					
31	0+997	23	29.2	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+020					
32	1+020	30	27.5	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+050					
33	1+050	30	27	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+080					
34	1+080	35	26.357	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+115					
35	1+115	25	24	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+140					
36	1+140	30	23	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+170					
37	1+170	30	22.5	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+200					
38	1+200	30	21.5	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+230					
39	1+230	30	20.988	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+260					
40	1+260	24	20	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+284					
41	1+284	26	19.595	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	1+310					

Tabella 1.21 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della seconda parte della galleria naturale 1

Successivamente si incontra un tratto di profilo caratterizzato dalla sezione “solo lave”, che si estende dal km 1+310 al km 2+360, per un totale di 1.050 km.

La sezione longitudinale e la suddivisione in strati vengono riportati nella *figura 1.42*:

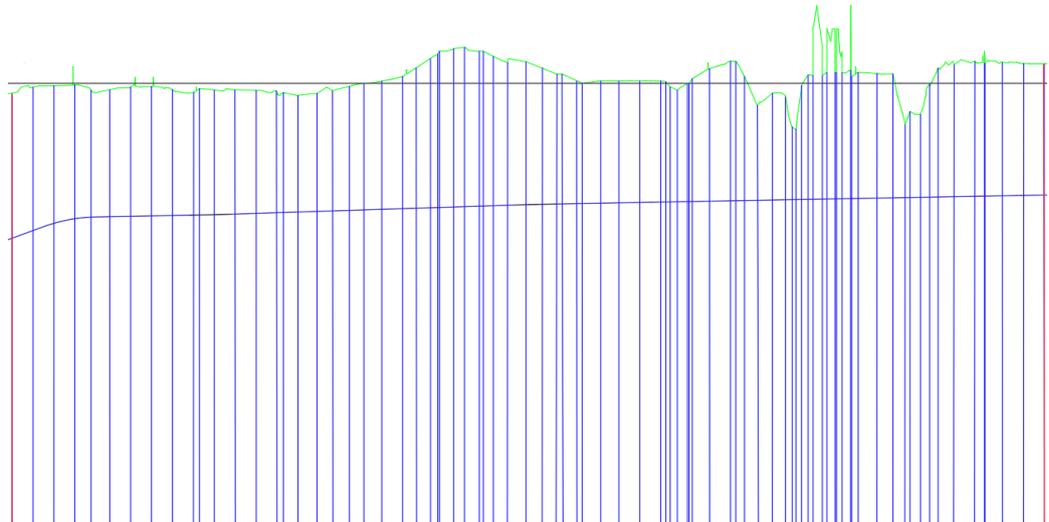


Figura 1.44 Suddivisione in tratti della terza parte della galleria naturale 1

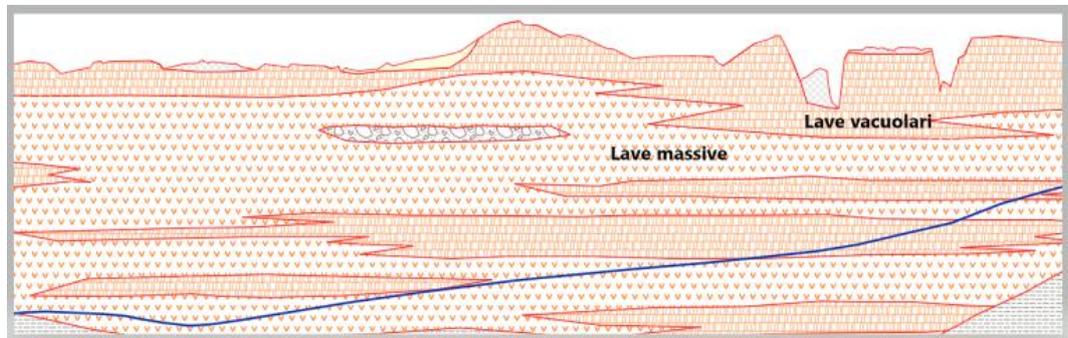


Figura 1.45 Suddivisione stratigrafica per la terza parte della galleria naturale 1, modificata da Geodata Engineering Spa, 2022

La figura 1.45 mostra la suddivisione stratigrafica relativa alla terza parte della galleria naturale 1.

Questa sezione della galleria è stata divisa in 77 tratti.

In seguito, nella tabella 1.22 vengono riportate nel dettaglio le informazioni relative a ciascun tratto:

Galleria naturale 1						
Sezione	Progressiva tunnel [km]	Lunghezza tratto [m]	Z0 [m]	Sezione tipo	k [-]	V _i [%]
42	1+310	30	20	Solo lave	0.31	0.01
	1+340					
43	1+340	30	20.2	Solo lave	0.31	0.01

	1+370					
44	1+370	30	20	Solo lave	0.31	0.01
	1+400					
45	1+400	30	19.6	Solo lave	0.31	0.01
	1+430					
46	1+430	8	19.8	Solo lave	0.31	0.01
	1+438					
47	1+438	22	19.6	Solo lave	0.31	0.01
	1+460					
48	1+460	30	19.4	Solo lave	0.31	0.01
	1+490					
49	1+490	30	19.318	Solo lave	0.31	0.01
	1+520					
50	1+520	30	18.7	Solo lave	0.31	0.01
	1+550					
51	1+550	8	18	Solo lave	0.31	0.01
	1+558					
52	1+558	22	18.3	Solo lave	0.31	0.01
	1+580					
53	1+580	28	18.37	Solo lave	0.31	0.01
	1+608					
54	1+608	22	18.5	Solo lave	0.31	0.01
	1+630					
55	1+630	22	19.267	Solo lave	0.31	0.01
	1+652					
56	1+652	22	19.5	Solo lave	0.31	0.01
	1+674					
57	1+674	26	19.8	Solo lave	0.31	0.01
	1+700					
58	1+700	30	20.5	Solo lave	0.31	0.01
	1+730					
59	1+730	20	21.2	Solo lave	0.31	0.01
	1+750					
60	1+750	20	23	Solo lave	0.31	0.01
	1+770					
61	1+770	11	23.6	Solo lave	0.31	0.01
	1+781					
62	1+781	3	24	Solo lave	0.31	0.01
	1+784					
63	1+784	20	24.5	Solo lave	0.31	0.01
	1+804					

64	1+804	14	24.8	Solo lave	0.31	0.01
	1+818					
65	1+818	22	24.5	Solo lave	0.31	0.01
	1+840					
66	1+840	5	24.5	Solo lave	0.31	0.01
	1+845					
67	1+845	15	23.892	Solo lave	0.31	0.01
	1+860					
68	1+860	20	23.5	Solo lave	0.31	0.01
	1+880					
69	1+880	27	22.435	Solo lave	0.31	0.01
	1+907					
70	1+907	23	21.4	Solo lave	0.31	0.01
	1+930					
71	1+930	20	20.4	Solo lave	0.31	0.01
	1+950					
72	1+950	10	20.3	Solo lave	0.31	0.01
	1+960					
73	1+960	20	19.5	Solo lave	0.31	0.01
	1+980					
74	1+980	8	19	Solo lave	0.31	0.01
	1+988					
75	1+988	26	18.9	Solo lave	0.31	0.01
	2+014					
76	2+014	26	18.86	Solo lave	0.31	0.01
	2+040					
77	2+040	30	18.85	Solo lave	0.31	0.01
	2+070					
78	2+070	30	18.85	Solo lave	0.31	0.01
	2+100					
79	2+100	8	18.85	Solo lave	0.31	0.01
	2+108					
80	2+108	5	17.7	Solo lave	0.31	0.01
	2+113					
81	2+113	9	17	Solo lave	0.31	0.01
	2+122					
82	2+122	16	17.7	Solo lave	0.31	0.01
	2+138					
83	2+138	4	18.2	Solo lave	0.31	0.01
	2+142					

84	2+142	4	18.85	Solo lave	0.31	0.01
	2+146					
85	2+146	24	19.6	Solo lave	0.31	0.01
	2+170					
86	2+170	30	21	Solo lave	0.31	0.01
	2+200					
87	2+200	8	21.7	Solo lave	0.31	0.01
	2+208					
88	2+208	12	20	Solo lave	0.31	0.01
	2+220					
89	2+220	20	16.5	Solo lave	0.31	0.01
	2+240					
90	2+240	20	15.753	Solo lave	0.31	0.01
	2+260					
91	2+260	19	16.5	Solo lave	0.31	0.01
	2+279					
92	2+279	10	13	Solo lave	0.31	0.01
	2+289					
93	2+289	6	12	Solo lave	0.31	0.01
	2+295					
94	2+295	8	15	Solo lave	0.31	0.01
	2+303					
95	2+303	10	20.5	Solo lave	0.31	0.01
	2+313					
96	2+313	5	21.2	Solo lave	0.31	0.01
	2+318					
97	2+318	14	30	Solo lave	0.31	0.01
	2+332					
98	2+332	6	21.2	Solo lave	0.31	0.01
	2+338					
99	2+338	12	26	Solo lave	0.31	0.01
	2+350					
100	2+350	2	21.3	Solo lave	0.31	0.01
	2+352					
101	2+352	8	25	Solo lave	0.31	0.01
	2+360					
102	2+360	12	21.2	Solo lave	0.31	0.01
	2+372					
103	2+372	1	31.5	Solo lave	0.31	0.01
	2+373					

104	2+373	10	19	Solo lave	0.31	0.01
	2+383					
105	2+383	27	19.551	Solo lave	0.31	0.01
	2+410					
106	2+410	23	19.3	Solo lave	0.31	0.01
	2+433					
107	2+433	17	15.3	Solo lave	0.31	0.01
	2+450					
108	2+450	8	12.66	Solo lave	0.31	0.01
	2+458					
109	2+458	14	13.2	Solo lave	0.31	0.01
	2+472					
110	2+472	14	15	Solo lave	0.31	0.01
	2+486					
111	2+486	12	18.7	Solo lave	0.31	0.01
	2+498					
112	2+498	22	20.2	Solo lave	0.31	0.01
	2+520					
113	2+520	30	21.038	Solo lave	0.31	0.01
	2+550					
114	2+550	13	21	Solo lave	0.31	0.01
	2+563					
115	2+563	2	23.5	Solo lave	0.31	0.01
	2+565					
116	2+565	25	20.9	Solo lave	0.31	0.01
	2+590					
117	2+590	30	20.793	Solo lave	0.31	0.01
	2+620					
118	2+620	30	20.477	Solo lave	0.31	0.01
	2+650					

Tabella 1.22 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della terza parte della galleria naturale 1

Successivamente la galleria presenta un tratto caratterizzato dalla sezione “complessa”, che si estende dal km 2+650 al km 3+320, per un totale di 0.670 km.

La sezione longitudinale e la suddivisione in strati vengono riportati nella *figura 1.43*:

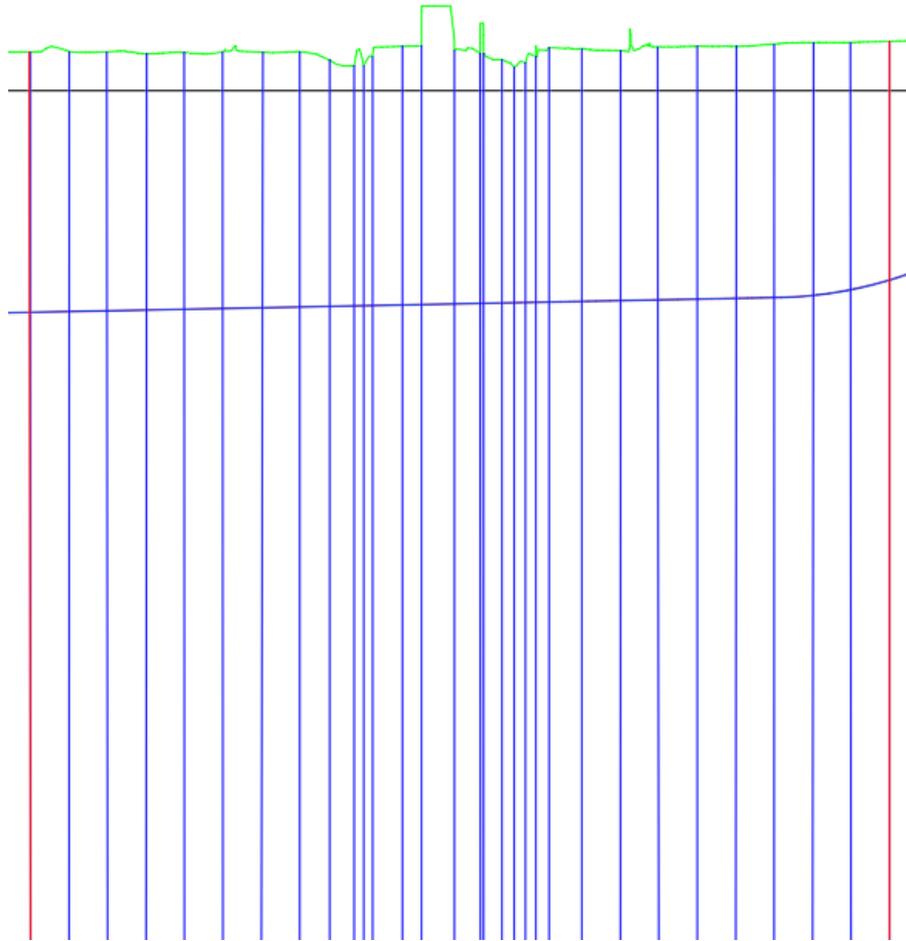


Figura 1.46 Suddivisione in tratti della quarta parte della galleria naturale 1

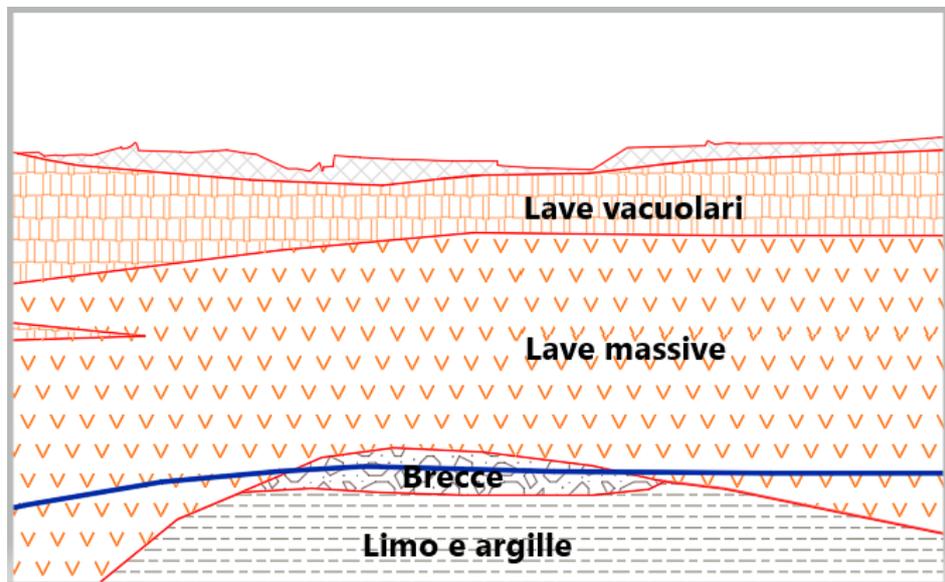


Figura 1.47 Suddivisione stratigrafica della quarta parte della galleria naturale 1, modificata da Geodata Engineering Spa, 2022

La figura 1.47 mostra la suddivisione stratigrafica della quarta parte della galleria naturale 1

Questa sezione della galleria è stata divisa in 30 tratti.

In seguito, nella *tabella 1.23* vengono riportate nel dettaglio le informazioni relative a ciascun tratto:

Galleria naturale 1						
Sezione	Progressiva tunnel [km]	Lunghezza tratto [m]	Z0 [m]	Sezione tipo	k [-]	V _i [%]
119	2+650	30	20.9	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+680					
120	2+680	30	20.344	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+710					
121	2+710	30	20.244	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+740					
122	2+740	30	20.169	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+770					
123	2+770	30	20.2	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+800					
124	2+800	31	20.3	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+831					
125	2+831	29	20.06	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+860					
126	2+860	23	19	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+883					
127	2+883	19	18.874	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+902					
128	2+902	8	20	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+910					
129	2+910	7	19.2	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+917					
130	2+917	23	20.337	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+940					
131	2+940	15	20.3	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+955					
132	2+955	26	24	Sezione Complessa	0.93	0.16
	2+981					
133	2+981	19	20	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3					

134	3	3	22.7	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+003					
135	3+003	15	19.6	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+018					
136	3+018	10	19.3	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+028					
137	3+028	10	19.4	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+038					
138	3+038	6	19.6	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+044					
139	3+044	11	19.825	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+055					
140	3+055	25	19.7	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+080					
141	3+080	30	19.704	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+110					
142	3+110	30	19.75	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+140					
143	3+140	30	19.874	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+170					
144	3+170	30	19.8	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+200					
145	3+200	30	19.9	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+230					
146	3+230	30	19.975	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+260					
147	3+260	30	19.5	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+290					
148	3+290	30	19.156	Sezione Complessa	0.93	0.16
	3+320					

Tabella 1.23 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della quarta parte della galleria naturale

1

Infine si incontra un ultimo tratto caratterizzato nuovamente dalla sezione “solo lave”, che si estende dal km 3+320 al km 3+399, per un totale di 0.079 km.

La sezione longitudinale e la suddivisione in strati vengono riportati nella *figura 1.44*:

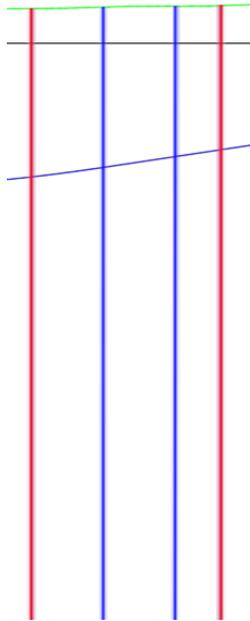


Figura 1.48 Suddivisione in tratti della quinta parte della galleria naturale 1

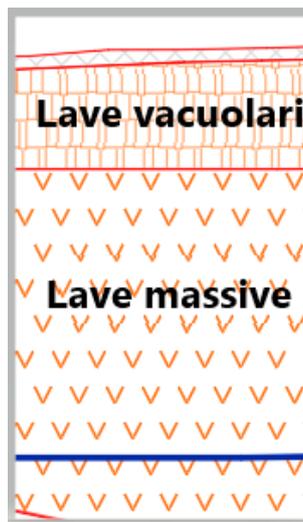


Figura 1.49 Suddivisione stratigrafica dell'ultima parte della galleria naturale 1, modificata da Geodata Engineering Spa, 2022

La *figura 1.49* mostra la suddivisione stratigrafica dell'ultima parte della galleria naturale 1.

Questa sezione della galleria è stata divisa in 3 tratti.

In seguito, nella *tabella 1.24* vengono riportate nel dettaglio le informazioni relative a ciascun tratto:

Galleria naturale 1						
Sezione	Progressiva tunnel [km]	Lunghezza tratto [m]	Z0 [m]	Sezione tipo	k [-]	V _i [%]
149	3+320	30	17.6	Solo lave	0.31	0.01
	3+350					
150	3+350	30	17.1	Solo lave	0.31	0.01
	3+380					
151	3+380	19	16.2	Solo lave	0.31	0.01
	3+399					

Tabella 1.24 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della quinta parte della galleria naturale

1

Galleria naturale 2

Questa galleria si estende dal km 8+596 al km 8+818, per un totale di 222 m, e risulta essere la galleria più corta tra le tre.

In questo caso il tunnel risulta essere caratterizzato da un'unica sezione, ovvero la sezione "Lave + Ghiaia", e la sezione longitudinale e la suddivisione in segmenti risulta essere come in *figura 1.45*:

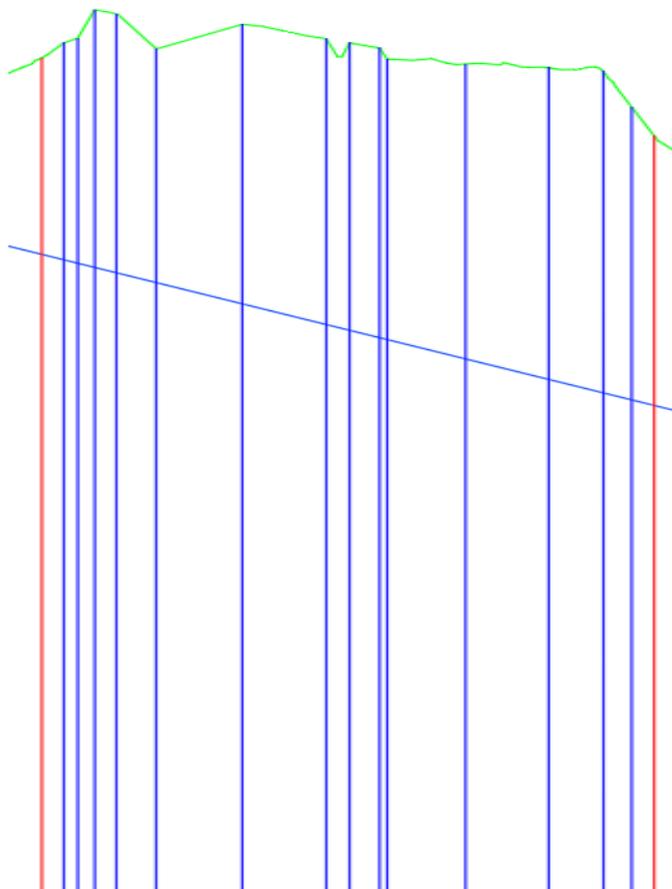


Figura 1.50 Suddivisione in tratti della galleria naturale 2

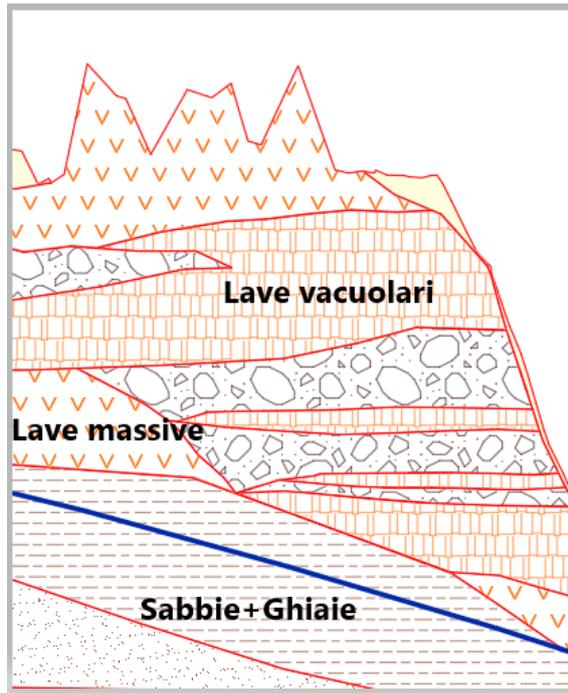


Figura 1.51 Suddivisione stratigrafica Galleria naturale 2, modificata da Geodata Engineering Spa, 2022

La figura 1.51 mostra la suddivisione stratigrafica per la galleria naturale 2.

Questa sezione della galleria è stata divisa in 15 tratti, tenendo conto dell'andamento del tunnel e quindi le differenti quote alle quali risulta posizionato il piano del ferro del tunnel.

In seguito, nella *tabella 1.25* vengono riportate nel dettaglio le informazioni relative a ciascun tratto:

Galleria naturale 2						
Sezione	Progressiva tunnel [km]	Lunghezza tratto [m]	Z0 [m]	Sezione tipo	k [-]	VI[%]
1	8+596	8	12.002	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+604					
2	8+604	6	12.502	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+610					
3	8+610	7	13.5	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+617					
4	8+617	7	15	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+624					
5	8+624	14	14.3	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+638					
6	8+638	30	15	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+668					
7	8+668	30	16	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+698					
8	8+698	10	15.6	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+708					
9	8+708	10	16.7	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+718					
10	8+718	4	16.1	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+722					
11	8+722	28	17	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+750					
12	8+750	30	17.6	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+780					
13	8+780	20	18.7	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+800					
14	8+800	10	17	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+810					
15	8+810	8	15.7	Lava+Ghiaia	0.92	0.25
	8+818					

Tabella 1.25 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della galleria naturale 2

Galleria naturale 3

Questa galleria si estende dal km 9+245 al km 9+775, per un totale di 530 m.

In questo caso il tunnel risulta essere caratterizzato da un'unica sezione, ovvero la sezione "solo lave", e la sezione longitudinale e la suddivisione in segmenti risulta essere come in *figura 1.46*:

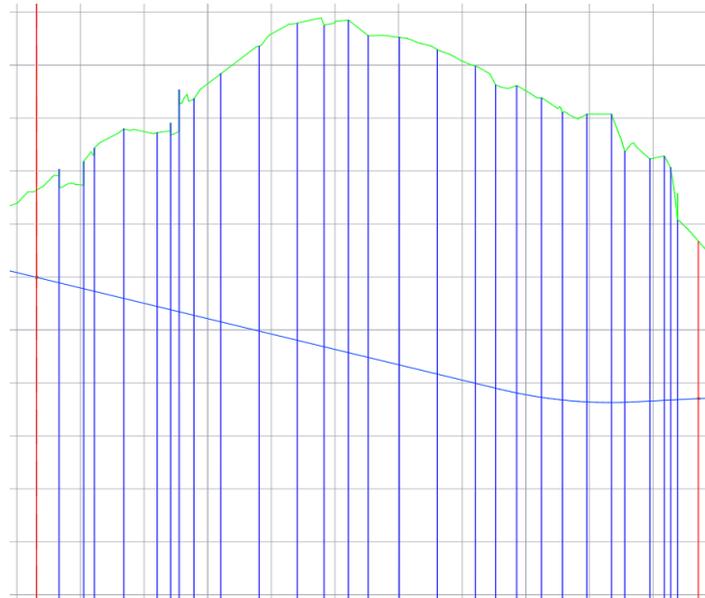


Figura 1.52 Suddivisione in tratti della galleria naturale 3

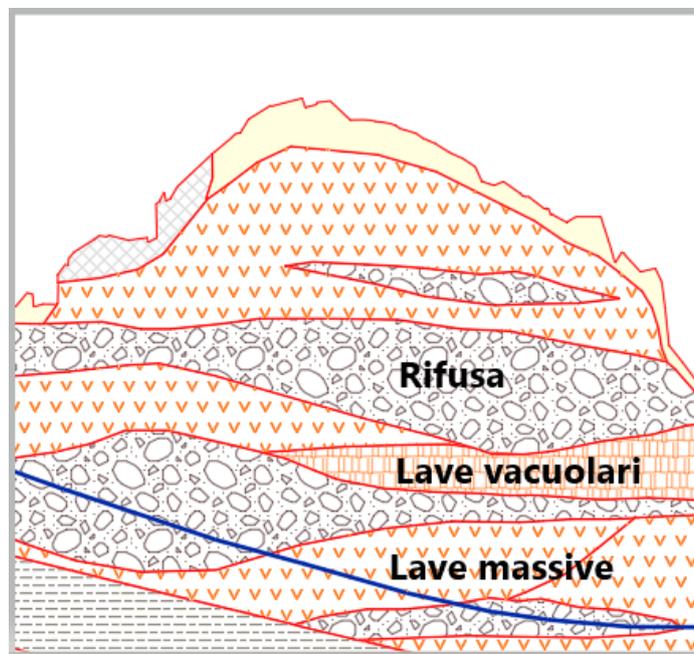


Figura 1.53 Suddivisione stratigrafica della Galleria naturale 3, modificata da Geodata Engineering Spa, 2022

La *figura 1.53* mostra la suddivisione stratigrafica della galleria naturale 3.

Questa sezione della galleria è stata divisa in 29 tratti, tenendo conto dell'andamento del tunnel e quindi le differenti quote alle quali risulta posizionato il piano del ferro del tunnel.

In seguito, nella *tabella 1.26* vengono riportate nel dettaglio le informazioni relative a ciascun tratto:

Galleria naturale 3						
Sezione	Progressiva tunnel [km]	Lunghezza tratto [m]	Z0 [m]	Sezione tipo	k [-]	VI[%]
1	9+245	17	9.1	Solo lave	0.31	0.01
	9+262					
2	9+262	20	9	Solo lave	0.31	0.01
	9+282					
3	9+282	9	12.5	Solo lave	0.31	0.01
	9+291					
4	9+291	22	15	Solo lave	0.31	0.01
	9+313					
5	9+313	21	15.8	Solo lave	0.31	0.01
	9+340					
6	9+340	11	16.6	Solo lave	0.31	0.01
	9+351					
7	9+351	6	16.7	Solo lave	0.31	0.01
	9+357					
8	9+357	8	20	Solo lave	0.31	0.01
	9+369					
9	9+369	21	22	Solo lave	0.31	0.01
	9+390					
10	9+390	30	25.1	Solo lave	0.31	0.01
	9+420					
11	9+420	30	28.9	Solo lave	0.31	0.01
	9+450					
12	9+450	21	30.65	Solo lave	0.31	0.01
	9+471					
13	9+471	20	30.7	Solo lave	0.31	0.01
	9+491					
14	9+491	15	30.75	Solo lave	0.31	0.01
	9+506					
15	9+506	24	30.7	Solo lave	0.31	0.01
	9+530					
16	9+530	30	30.85	Solo lave	0.31	0.01
	9+560					

17	9+560	30	30	Solo lave	0.31	0.01
	9+590					
18	9+590	16	29.6	Solo lave	0.31	0.01
	9+606					
19	9+606	17	28	Solo lave	0.31	0.01
	9+623					
20	9+623	19	27.85	Solo lave	0.31	0.01
	9+642					
21	9+642	17	27.75	Solo lave	0.31	0.01
	9+659					
22	9+659	20	26.8	Solo lave	0.31	0.01
	9+679					
23	9+679	19	26.5	Solo lave	0.31	0.01
	9+698					
24	9+698	10	26	Solo lave	0.31	0.01
	9+708					
25	9+708	19	24	Solo lave	0.31	0.01
	9+727					
26	9+727	11	23	Solo lave	0.31	0.01
	9+738					
27	9+738	5	22	Solo lave	0.31	0.01
	9+743					
28	9+743	6	19	Solo lave	0.31	0.01
	9+749					
29	9+749	16	16	Solo lave	0.31	0.01
	9+765					

Tabella 1.26 Suddivisione in tratti e dati relativi a ciascun tratto della galleria naturale 3

1.5 Osservazioni sul modello costitutivo "Hardening Soil"

Le prove sperimentali indicano che le deformazioni plastiche nei suoli iniziano nelle fasi iniziali di carico.

Per tenere in considerazione questo comportamento in un legame costitutivo, i tipici modelli elasto-perfettamente plastici non sono adeguati. Per simulare questo comportamento è necessario considerare modelli che utilizzano una legge incrudente dopo lo snervamento iniziale.

La principale caratteristica del modello Hardening Soil (Schanz e Vermeer 1999) è la capacità di simulare il comportamento incrudente.

L'incrudimento in questo modello è diviso nella sua componente deviatorica e volumetrica utilizzando una superficie di taglio e una superficie di snervamento.

Il modello inoltre utilizza un comportamento elastico non lineare per mettere in relazione il modulo elastico e il livello tensionale.

Le superfici di snervamento e le caratteristiche di incrudimento sono illustrate in *figura 1.47*:

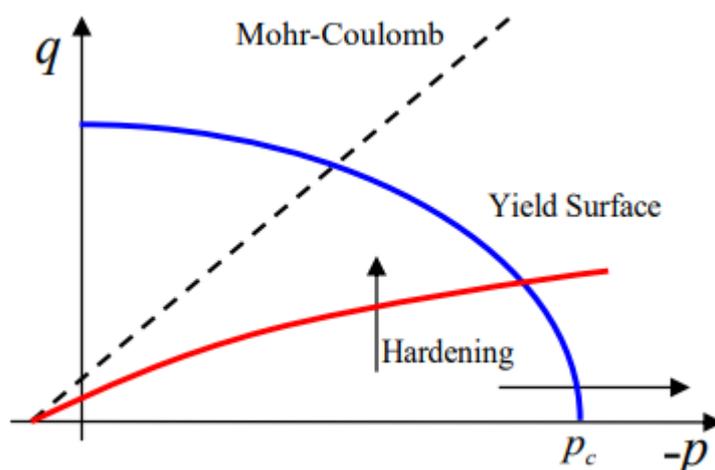


Figura 1.54 Superfici di snervamento deviatorica (rosso) e volumetrica (blu), manuale di PLAXIS edition v20

I parametri necessari per definire il modello Hardening soil sono i seguenti:

Parametri che compaiono anche nel modello Mohr Coulomb

- C [kN/m²], è la coesione;
- φ [°], è l'angolo di attrito interno;
- ψ [°], è l'angolo di dilatanza;
- σ_t [kN/m²], è la resistenza a trazione.

Parametri base per la rigidità del terreno

- E_{50}^{REF} [kN/m²], rigidità secante in prova triassiale standard drenata;
- E_{0ED}^{REF} [kN/m²], rigidità tangente per il primo carico edometrico;
- E_{UR}^{REF} [kN/m²], rigidità a carico-scarico e vale tre volte E_{50}^{REF} ;
- m [-], potenza per la dipendenza del livello di sforzo della rigidità.

Parametri avanzati

- ν_{UR} [-], è il coefficiente di Poisson per il carico-scarico;
- p_{REF} [kN/m²], è la pressione di riferimento per la rigidità;
- k_0^{nc} [-], è il valore di k_0 normal consolidato;
- R_F [-], è il rapporto di rottura.

(Manuale di PLAXIS, edition v20)

Il modello Hardening Soil è stato dunque formulato per rappresentare il comportamento meccanico di alcuni terreni, tuttavia *Feneziani et al. (2015)*,

hanno presentato un caso studio (Istanbul's Dudullu-Bostanci metro line), in cui hanno condotto analisi numeriche per la valutazione dei cedimenti superficiali considerando sia un modello Mohr Coulomb sia un modello Hardening Soil non solo per i terreni ma anche per gli ammassi rocciosi con scarse proprietà meccaniche. I risultati ottenuti mostrano che utilizzando il modello Hardening Soil, un modello più sofisticato e completo rispetto a Mohr Coulomb, si hanno cedimenti maggiori e allo stesso tempo si riduce notevolmente il fenomeno delle risalite in superficie che si hanno considerando invece un modello Mohr Coulomb. Tale modello può dunque essere efficacemente applicato anche al caso di ammassi rocciosi particolarmente scadenti.

2. Valutazione del rischio indotto dallo scavo in sotterraneo sugli edifici

La progettazione di una galleria in ambiente urbano deve tenere in conto della valutazione della risposta di edifici e utenze nei confronti dei cedimenti indotti dalle operazioni di scavo.

A tale fine sono necessari:

- Ricerca di casi storici e indagini specifiche per ciascun edificio;
- Valutazione dell'indice di vulnerabilità per ciascun edificio o utenza in base a tutte le informazioni disponibili (giudizio ingegneristico);
- Previsione dei cedimenti indotti dallo scavo in relazione a ciascun edificio;
- Valutazione dei potenziali danni estetici, funzionali e strutturali, in relazione ai possibili scenari critici;
- Definizione di interventi di prevenzione o contromisure, in modo da proteggere l'opera.

Il processo di valutazione del rischio per edifici suscettibili ai cedimenti indotti dallo scavo si articola principalmente in due fasi:

- **Indagine sulle condizioni degli edifici, BCS (Building Condition Survey):** per valutare le reali condizioni degli edifici all'interno della zona di influenza dell'edificio prima, durante e dopo lo scavo della galleria.
- **Valutazione di rischio per gli edifici, BRA (Building Risk Assessment):** per valutare i potenziali danni dovuti alla vulnerabilità intrinseca degli edifici e dai cedimenti indotti dallo scavo.

Stefanizzi, Geodata Engineering SPA, 2020

L'approccio generale per la valutazione del rischio di danno comprende i seguenti passaggi (*Stefanizzi, Geodata Engineering SPA, 2020*) :

- Identificazione dei “parametri di controllo”, ovvero quei parametri che determinano la risposta dell’edificio nei confronti dei cedimenti;
- Determinazione di un criterio generale per la limitazione dei cedimenti in funzione del sistema di classificazione del danno scelto;
- Effettuare una previsione dei cedimenti in superficie in condizioni di “Greenfield”, in modo tale da andare a definire una zona di influenza dello scavo; gli edifici che ricadono all’interno di questa zona dovranno essere oggetto dell’analisi di rischio;
- Effettuare una valutazione sulle condizioni degli edifici rispetto ai cedimenti in superficie che possono tollerare prima di subire danni visibili, e quindi fissare dei livelli di tolleranza in termini di spostamenti massimi, distorsioni angolari e deformazioni;
- Comparare i cedimenti previsti in superficie con i livelli di tolleranza di ciascun edificio ricadente all’interno della zona di influenza e classificare gli edifici con una determinata classe di rischio;
- Preparare un rapporto di analisi sui cedimenti del suolo per documentare gli spostamenti previsti e gli effetti indotti sulle strutture adiacenti sulla base di: stratigrafia, posizione degli edifici, condizione degli edifici e metodo di costruzione;
- Individuare gli edifici a rischio che necessitano di interventi di protezione;
- Definire una strategia di mitigazione del rischio;
- Archiviazione di tutti i dati relativi agli edifici importanti in un database dinamico e in ambiente GIS, in modo tale che siano disponibili per tutte le parti coinvolte.

Stefanizzi, Geodata Engineering Spa, 2021

In questo lavoro di tesi verrà trattata la sola parte relativa al building risk assessment.

2.1 Building Risk Assessment

Il metodo per la valutazione di rischio degli edifici utilizzato è quello proposto da Loganathan (2011).

Il metodo consente la valutazione del danno indotto negli edifici che presentano sia fondazioni superficiali che profonde (pali), sulla base di previsione dei cedimenti indotti in superficie dallo scavo della galleria tramite un processo di scavo automatizzato, ovvero l’utilizzo della Tunnelling Boring Machine TBM.

Sebbene il progetto in esame per questo lavoro di tesi preveda la realizzazione delle gallerie con metodo di scavo tradizionale, questo metodo può essere

applicato ugualmente, avendo di fatto già effettuato una previsione degli spostamenti in superficie per ciascuna sezione della galleria nel capitolo precedente; risulta quindi possibile applicare direttamente il metodo per la determinazione del BRA.

2.2 Il metodo proposto da Loganathan

L'autore suggerisce un metodo per la valutazione del BRA, partendo dalla determinazione dei cedimenti in superficie in condizione di green field, introducendo delle carte di progetto (design charts) per la determinazione dei parametri correttivi per poter effettuare il BRA per fondazioni su pali.

Un'accurata valutazione degli effetti indotti dallo scavo sulle strutture adiacenti dipende da una previsione accurata degli spostamenti indotti dallo scavo, e di conseguenza dei parametri che governano tali previsioni come il volume perso e le deformazioni del suolo.

I valori di volume perso tendono a variare sulla base della metodologia di scavo, configurazione del tunnel, stratigrafia e altri parametri. Per questo motivo si rivela necessario un metodo che utilizzi un approccio più logico per la stima del quantitativo di volume perso dovuto allo scavo. Questo metodo viene sviluppato dagli autori e utilizzato prima della realizzazione della costruzione per valutare e prevedere i parametri di suolo perso sulla base della configurazione del tunnel, la configurazione della TBM e i parametri geotecnici del terreno.

a. Volume perso

Il volume perso viene definito come il volume di materiale che è stato scavato in eccesso rispetto alla sezione di progetto dello scavo, quindi al volume di scavo di progetto. In questo metodo si considera uno spostamento radiale uniforme del suolo e il volume perso viene indicato come V_1 [%]. Nella pratica, il movimento del terreno non risulta uniforme, in quanto vi è la presenza di un vuoto a forma ovale in corrispondenza della calotta della sezione dovuto all'effetto della gravità, come si può osservare in *figura 2.1*:

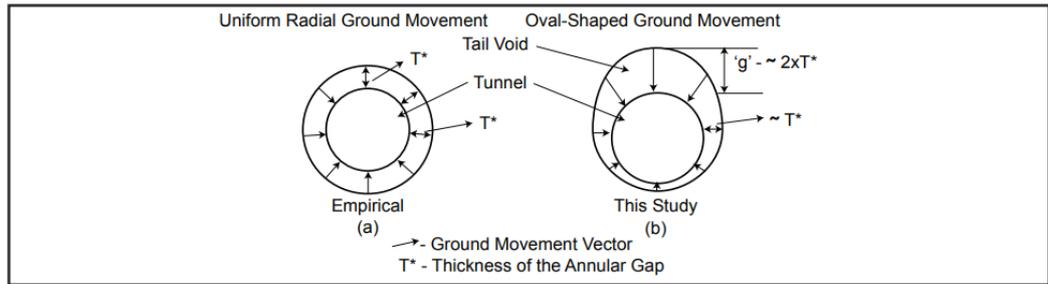


Figura 2.1 Spostamento radiale teorico e spostamento radiale reale, Loganathan (2011)

Questa figura mostra la condizione di spostamento radiale uniforme e lo spostamento radiale reale di forma ovoidale.

Il volume perso medio può essere definito dalla seguente formula:

$$V_l = \frac{\pi(R + \frac{g}{2})^2 - \pi R^2}{\pi R^2} * 100\% = \frac{g}{R} * 100\%$$

2.1

Dove:

- R è il raggio del tunnel;
- g è il vuoto stimato in calotta.

Essendo lo scavo realizzato tramite l'utilizzo di TBM e quindi uno scavo automatizzato, si possono distinguere tre diverse componenti di volume perso:

1. Volume perso al fronte di scavo, Face Loss, V_f ;
2. Volume perso allo scudo, Shield Loss, V_s ;
3. Volume perso alla coda, Tail loss, V_t .

b. Face loss V_f

Durante lo scavo si ha che il terreno al fronte di scavo avanza verso la TBM per via del rilascio tensionale e questo viene generalmente rimosso dalla macchina stessa. Vi è quindi un quantitativo di volume perso equivalente al valore del volume di materiale scavato in più, che prende appunto il nome di perdite al fronte di scavo, Face loss.

V_f può essere valutato tramite la seguente equazione:

$$V_f = \frac{g_f}{R} * 100\%$$

2.2

Dove:

- R è il raggio del tunnel;
- g_f è il vuoto stimato in calotta della perdita al fronte.

Lee et Al. (1992) hanno trovato un'equazione per la stima di g_f sulla base di risultati di modelli numerici, l'equazione che hanno ricavato è la seguente:

$$g_f = \frac{K \Omega R P_0}{2 E}$$

2.3

Dove:

- K è il coefficiente che rappresenta la resistenza tra il terreno intrudente e la camera di miscelazione della TBM;
- Ω è lo spostamento assiale adimensionale davanti al fronte della galleria;
- R è il raggio del tunnel;
- P_0 è lo scarico delle tensioni totali al fronte;
- E è il modulo elastico in corrispondenza dei piedritti del tunnel (solitamente il modulo di young non drenato in estensione).

c. *Shield Loss, V_s*

Lo scudo della TBM consiste nella testa di taglio e nello scudo, con le teste taglienti che presentano delle dimensioni leggermente maggiori rispetto allo scudo per ridurre al minimo l'attrito tra la TBM e il terreno circostante.

Gli scudi della TBM sono rastremati, ovvero la coda presenta un diametro leggermente inferiore rispetto alla testa.

In *figura 2.2* viene riportata la configurazione generale con la quale viene effettuato il calcolo di V_s :

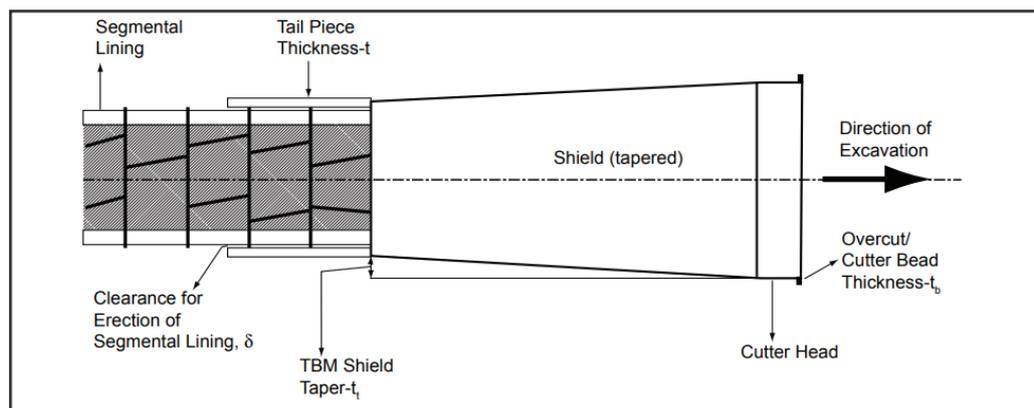


Figura 2.2 Scudo della TBM con le sue componenti, Loganathan (2011)

Questa differenza di diametri genera la formazione di uno spazio vuoto attorno allo scudo, ove il terreno è libero di convergere.

L'equazione dello spostamento del terreno verso lo scudo, U_i , è definita in questo modo:

$$U_i = R(1 + \nu) \frac{(\gamma H + p_w - p_i)}{E}$$

2.4

Dove:

- R è il raggio del tunnel;
- ν è il coefficiente di Poisson del terreno;
- γ è il peso specifico del terreno;
- H è la profondità del tunnel;
- p_w è la pressione dell'acqua;
- p_i è la pressione interna applicata dalla TBM;
- E è il modulo elastico del terreno.

Il volume perso allo scudo V_s invece può essere valutato tramite la seguente formulazione:

$$V_s = \frac{g_s}{R} * 100\%$$

2.5

Dove:

- R è il raggio del tunnel;
- g_s è il vuoto generato allo scudo, e può essere valutato in questo modo:
- Se $U_i > t_t + t_b$ allora $g_s = 0.5(t_t + t_b)$
- Se $U_i < t_t + t_b$ allora $g_s = 0.5U_i$
- t_t è la conicità dello scudo;
- t_b è lo spessore del sovra taglio.

d. Tail Loss V_t

A causa della differenza tra lo spessore della coda, t , e dal volume richiesto dalla TBM, δ , si viene a creare un vuoto fisico nella coda durante la fase di installazione del supporto.

Questo vuoto viene immediatamente riempito dopo la fase di installazione del supporto; tuttavia, ci sarà un effetto tempo dipendente dal ritiro della miscela malta-terreno dovuta all'idratazione del cemento.

Il vuoto equivalente che si viene a creare per via del ritiro è definito in questo modo:

$$g_t = 0.1(t + \delta)$$

2.6

E la componente di volume perso alla coda:

$$V_t = \frac{g_t}{R} * 100\%$$

2.7

Il volume perso totale V_l è ottenibile tramite la somma delle tre componenti dovute al volume perso al fronte V_f , volume perso allo scudo V_s e volume perso alla coda V_t :

$$V_l = V_f + V_s + V_t$$

2.8

e. Previsione degli spostamenti

In letteratura sono presenti pochi tentativi di trovare una soluzione in forma chiusa al problema della previsione degli spostamenti del terreno dovuti allo scavo del tunnel che tengano in considerazione tutti i parametri che concorrono alla deformazione del terreno. I più noti sono:

- Sagaseta (1987) ha presentato una soluzione in forma chiusa per determinare il campo di deformazioni di un terreno considerato inizialmente come isotropo, omogeneo e incompressibile dovuto al volume perso causato dallo scavo del tunnel
- Veruijt e Booker (1996) hanno invece presentato una soluzione analitica per tunnel in un semispazio elastico e omogeneo, utilizzando il metodo approssimato proposto da Sagaseta (1987).

In questo metodo per la previsione degli spostamenti del terreno viene utilizzata una soluzione in forma chiusa proposta dagli autori, Loganathan and Poulos (1998); essa rappresenta un'implementazione della soluzione di Veruijt e Booker, incorporando delle condizioni al contorno realistiche del volume perso che si verificano durante le fasi di scavo.

Queste equazioni permettono una rapida stima realistica delle deformazioni del terreno e richiedono solamente la conoscenza del coefficiente di Poisson ν del suolo, mediante il quale è possibile calcolare il coefficiente di spinta laterale del terreno K_0 :

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

2.9

Infatti, i parametri di rigidezza e resistenza del terreno sono tenuti in conto nella stima del volume perso, che rientra all'interno delle equazioni e viene indicato come ϵ_0 .

Le equazioni considerate sono le seguenti:

- Cedimenti in superficie:

$$U_{z=0} = \varepsilon_0 R^2 \frac{4H(1-\nu)}{H^2+x^2} * \exp\left\{-\frac{1.38x^2}{(H\cot\beta+R)^2}\right\}$$

2.10

- Cedimenti alla generica quota z:

$$U_z = \varepsilon_0 R^2 \left(-\frac{z-H}{x^2+(z-H)^2} + (3-4\nu) \frac{z+H}{x^2+(z+H)^2} - \frac{2z[x^2-(z+H)^2]}{[x^2+(z+H)^2]^2} \right) * \exp\left\{-\left[\frac{1.38x^2}{(H\cot\beta+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2}\right]\right\}$$

2.11

- Deformazione laterale:

$$U_x = -\varepsilon_0 R^2 x \left[\frac{1}{x^2+(H-z)^2} + \frac{3-4\nu}{x^2+(H+z)^2} - \frac{4z(z+H)}{(x^2+(H+z)^2)^2} \right] * \exp\left\{-\left[\frac{1.38x^2}{(H\cot\beta+R)^2} + \frac{0.69z^2}{H^2}\right]\right\}$$

2.12

Dove:

- $U_{z=0}$ sono i cedimenti in superficie;
- U_z sono i cedimenti alla generica quota z;
- U_x sono i movimenti laterali del terreno;
- R è il raggio del tunnel;
- Z rappresenta la profondità a partire dal piano campagna;
- H è la profondità dell'asse del tunnel;
- ν è il coefficiente di Poisson del suolo;
- ε_0 è il volume perso medio;
- x è la distanza laterale dall'asse verticale del tunnel;
- β è l'angolo limite ed è uguale a $45^\circ + \frac{\pi}{2}$.

Le equazioni sono state ricavate considerando la seguente configurazione, figura 2.3:

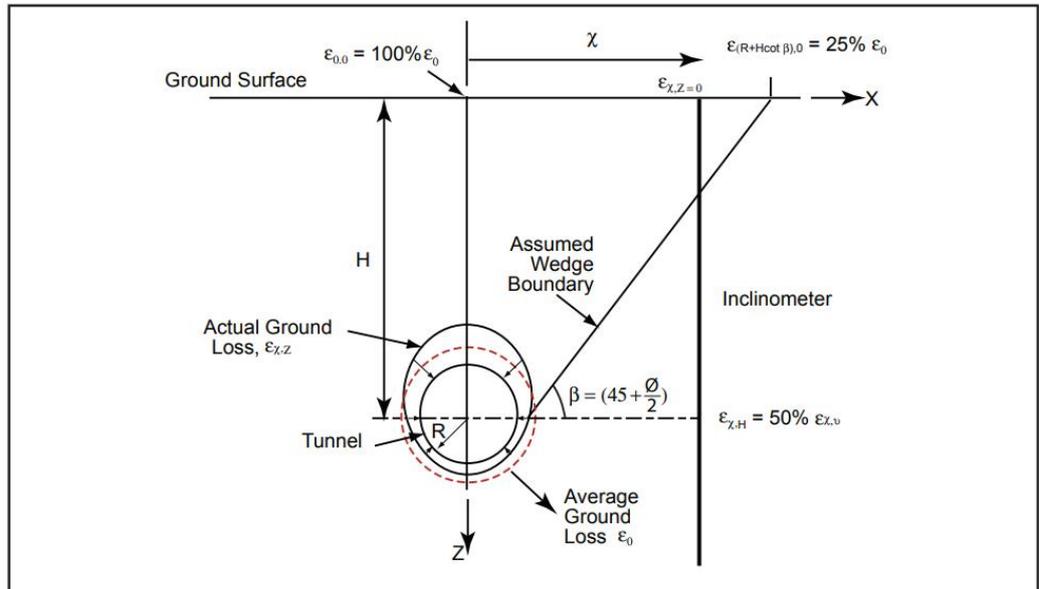


Figura 2.3 Configurazione standard con cui sono state derivate le equazioni degli spostamenti, Loganathan (2011)

Si assume una forma ovoidale per il vuoto generato nella calotta del tunnel per tenere in conto del fatto che le diverse componenti di volume perso si verificano per istanti di tempo diversi.

f. Effetti indotti dallo scavo sui pali

I movimenti del suolo indotti dallo scavo generano delle variazioni delle sollecitazioni a cui risultano soggette le fondazioni profonde come i pali; in particolare si va a generare un incremento di momento flettente e sforzo normale agenti sui pali.

Normalmente il calcolo delle sollecitazioni agenti al livello dei pali viene effettuato tramite analisi numerica; tuttavia, questo richiede un elevato consumo in termini di tempo e spesso non è possibile effettuare un'analisi numerica nelle fasi iniziali del progetto.

Per effettuare una prima stima accurata degli effetti indotti sui pali dallo scavo della galleria, questo articolo si propone di fornire dei "design charts", ovvero delle carte di progetto che permettono di valutare tali effetti nelle prime fasi del progetto senza ricorrere all'analisi numerica.

Per definire tali carte, è stato considerato un caso-tipo che viene riportato in figura 2.4:

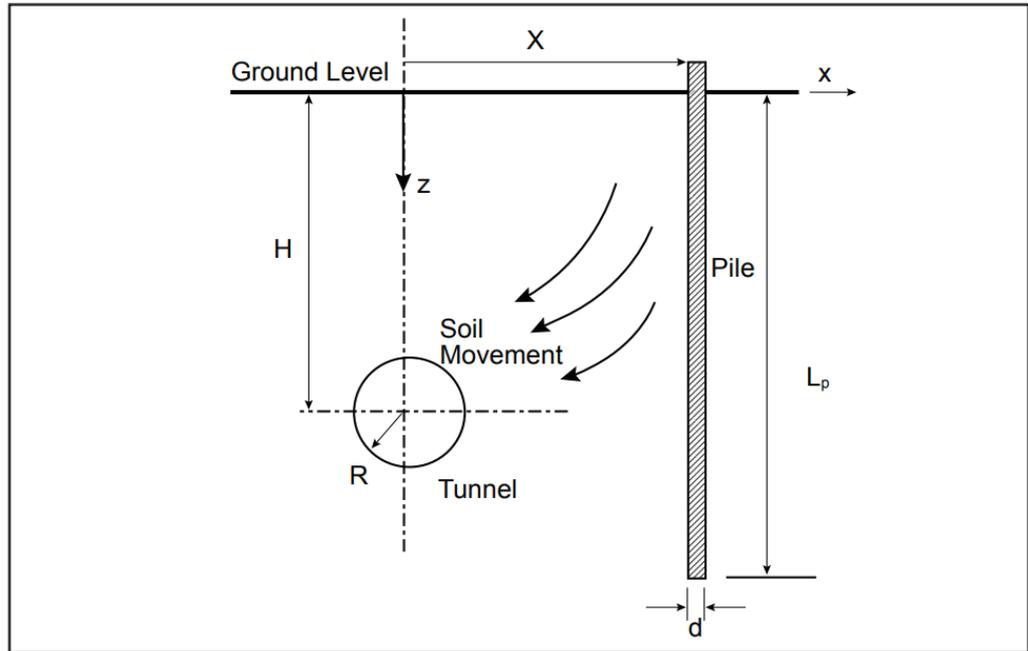


Figura 2.4 Caso base per la valutazione degli effetti degli spostamenti del terreno sui pali, Loganathan (2011)

Si sono considerate due condizioni differenti:

- Pali corti: in questo caso l'asse del tunnel è collocato al di sotto della punta del palo. Si riscontrano significativi cedimenti dei pali, insieme ad un incremento di momento flettente, deformazione laterale e rotazione del palo. I cedimenti alla testa del palo risultano essere maggiori rispetto ai cedimenti del terreno in superficie.
- Pali lunghi: in questo caso l'asse del tunnel è situato al di sopra della punta del palo. In questo caso l'incremento del momento flettente è meno marcato e i cedimenti in testa al palo risultano essere minori rispetto ai cedimenti del terreno in superficie.

Sulla base delle osservazioni riportate sopra per i pali lunghi e per i pali corti, sono state realizzate due serie di carte, la prima relativa ai pali corti e la seconda relativa ai pali lunghi.

Per valutare l'influenza dei diversi parametri sulla risposta dei pali, sono stati condotti degli studi parametrici facendo variare i seguenti parametri:

- R , raggio del tunnel;
- ε_f , rapporto di volume perso;
- C_u , resistenza a taglio non drenata del suolo;
- H , quota di profondità del tunnel;
- d , diametro del palo;
- L_p , lunghezza del palo.

Sulla base di questi studi parametrici, si è valutato che la risposta del palo può essere approssimata come segue:

- Risposta laterale:

$$M_{max} = M_b K_{Cu}^M K_d^M K_{Lp/H}^M \quad 2.13$$

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^P K_d^P K_{Lp/H}^P \quad 2.14$$

- Risposta assiale:

$$\begin{aligned} &+P_{max} \\ &= +P_b K_{Cu}^{+P} K_d^{+P} K_{Lp/H}^{+P} \end{aligned} \quad 2.15$$

$$\begin{aligned} &-P_{max} \\ &= -P_b K_{Cu}^{-P} K_d^{-P} K_{Lp/H}^{-P} \end{aligned} \quad 2.16$$

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^V K_d^V K_{Lp/H}^V \quad 2.17$$

Dove:

- M_{max} è il massimo momento flettente indotto;
- M_b è il massimo momento flettente indotto sul palo per il caso base;
- ρ_{max} è lo spostamento laterale massimo indotto;
- ρ_b è lo spostamento laterale massimo indotto sul palo per il caso base;
- $+P_{max}$ è la massima forza assiale di compressione indotta;
- $+P_b$ è la massima forza assiale di compressione indotta sul palo per il caso base;
- $-P_{max}$ è la massima forza assiale di trazione indotta;
- $-P_b$ è la massima forza assiale indotta sul palo per il caso base;
- v_{max} è il cedimento massimo indotto in testa al palo;
- v_b è il cedimento massimo indotto in testa al palo per il caso base.

I fattori correttivi sono:

- $K_{Cu}^M, K_{Cu}^P, K_{Cu}^{+P}, K_{Cu}^{-P}, K_{Cu}^V$ fattori correttivi per la resistenza a taglio non drenata;
- $K_d^M, K_d^P, K_{Cu}^{+P}, K_{Cu}^{-P}, K_{Cu}^V$ fattori correttivi per il diametro del palo;

- $K_{L_p/H}^M, K_{L_p/H}^\rho, K_{L_p/H}^{+P}, K_{L_p/H}^{-P}, K_{L_p/H}^\nu$ fattori correttivi per il rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità dell'asse del tunnel.

Quindi per ricavare le carte di progetto si è considerato un caso-tipo che presenta le seguenti caratteristiche:

- Il tunnel viene scavato all'interno di un'argilla omogenea che presenta una $C_u=60$ kPa;
- Il diametro del tunnel $D=6$ m;
- La profondità del tunnel $H=20$ m;
- Il diametro del palo $d=0.5$ m;
- Lunghezza del palo $L_p= 15$ m in caso di palo corto, oppure $L_p= 25$ m in caso di palo lungo;
- Il modulo elastico del palo $E= 30$ GPa;
- Volume perso $V_l= 1\%$.

I fattori correttivi vengono ricavati considerando la differenza tra i parametri relativi ad uno specifico caso e quelli relativi al caso-tipo.

I passaggi che permettono di utilizzare le carte di progetto sono i seguenti:

- Step 1: Stima del rapporto di volume perso $\epsilon_F=R^2\epsilon_0$, con $\epsilon_0= V_l$ e stima del fattore $L_R=\epsilon_F/\epsilon_{FB}$, con $\epsilon_{FB}= 0.09$ (quello del caso base);
- Step 2: Stima del comportamento indotto dallo scavo considerando la distanza x dall'asse del tunnel e moltiplicazione di tale valore per il fattore L_R ;
- Step 3: valutazione di tutti i fattori correttivi e moltiplicazione per i valori ottenuti allo Step 2.

Infine, di seguito vengono riportate le carte di progetto relative al caso di pali corti:

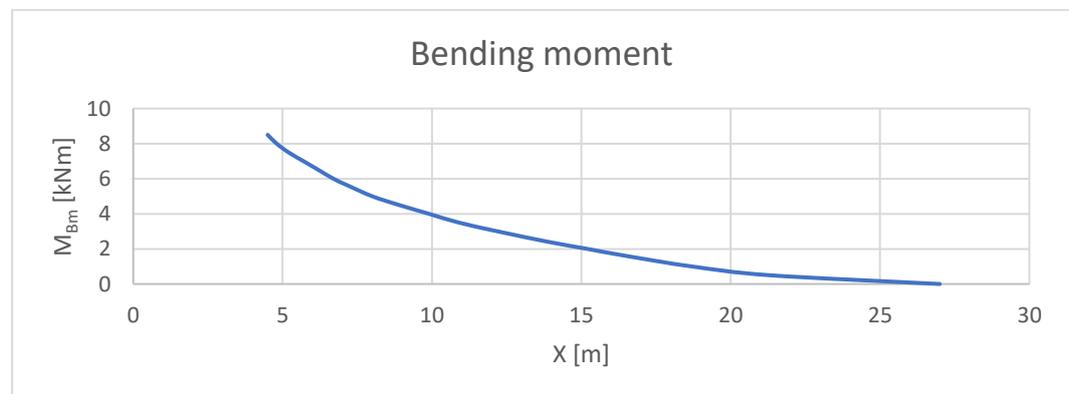


Figura 2.5 Momento flettente per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

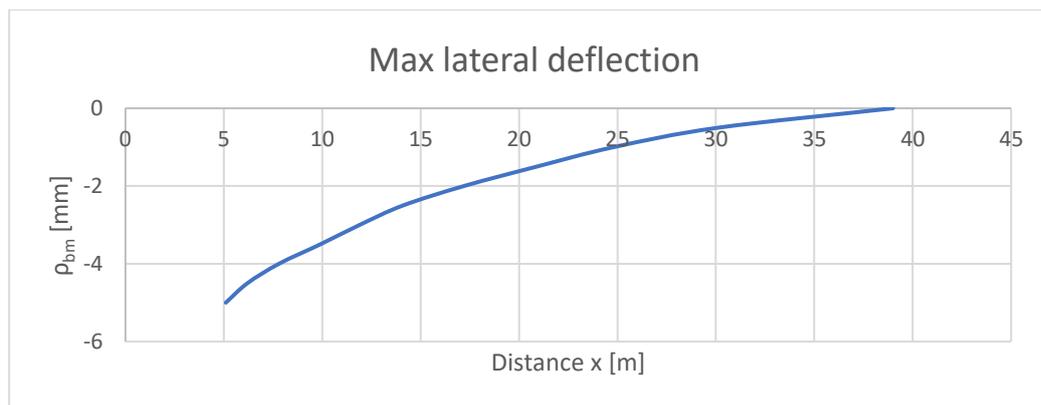


Figura 2.6 Spostamento laterale per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

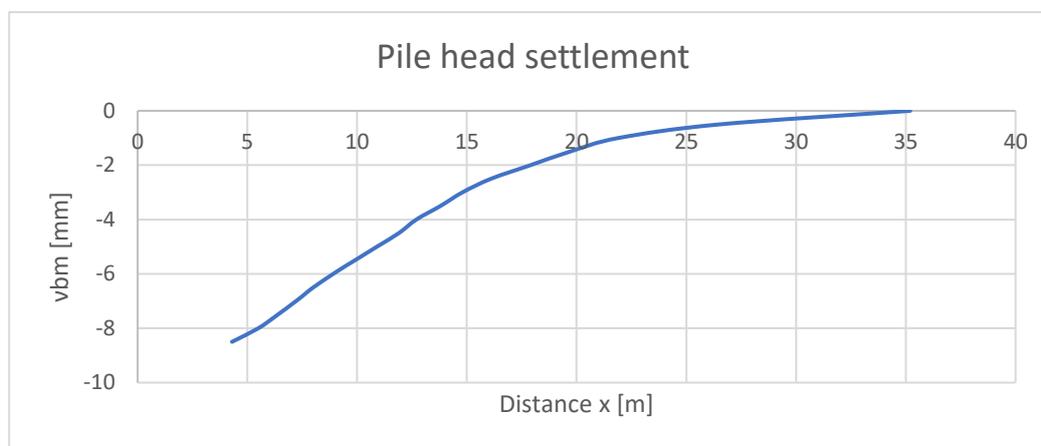


Figura 2.7 Cedimento in testa al palo per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

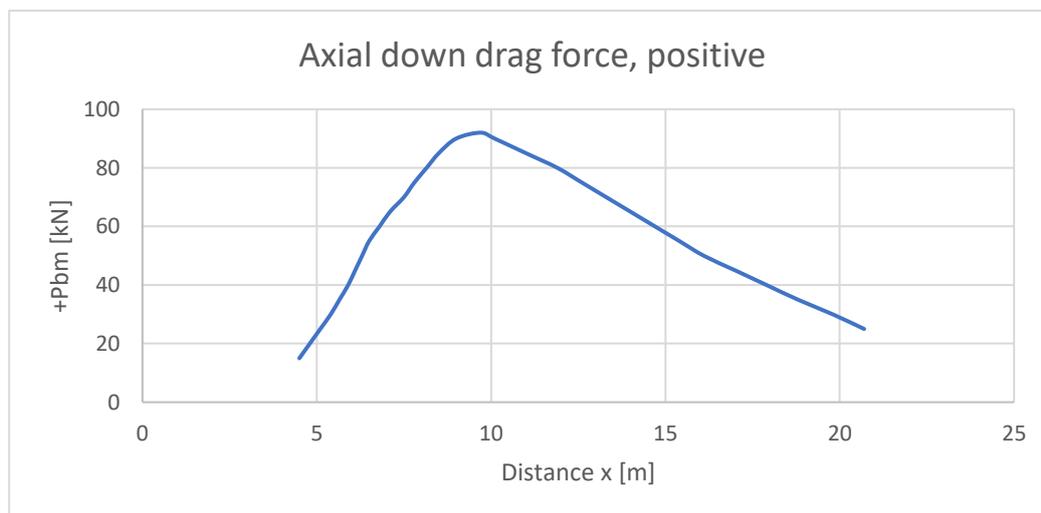


Figura 2.8 Forza assiale positiva per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

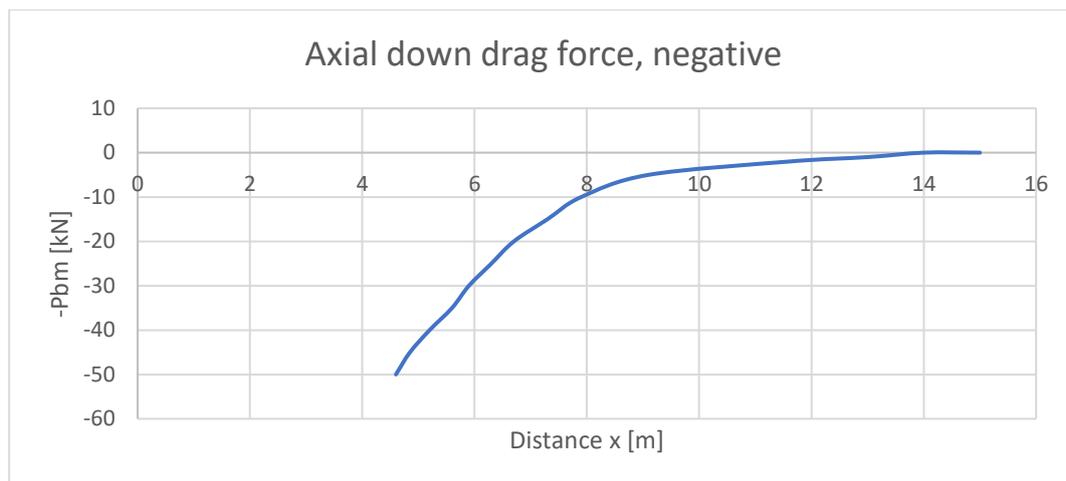


Figura 2.9 Forza assiale negativa per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

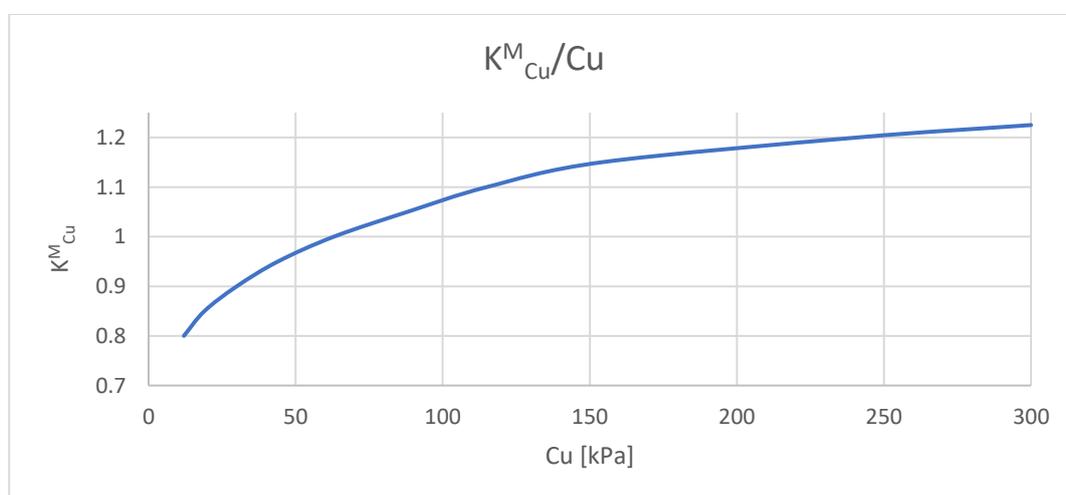


Figura 2.10 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

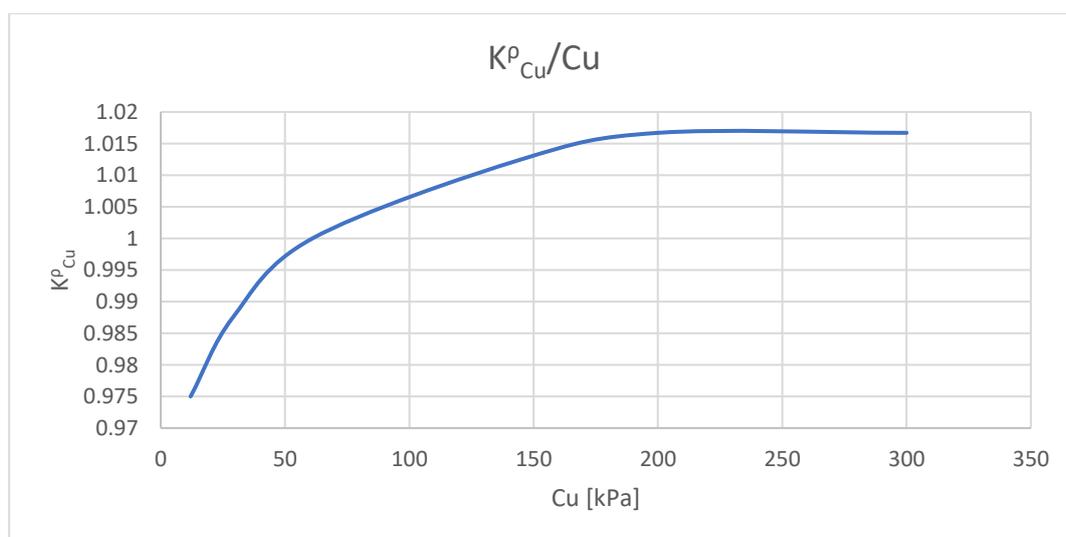


Figura 2.11 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

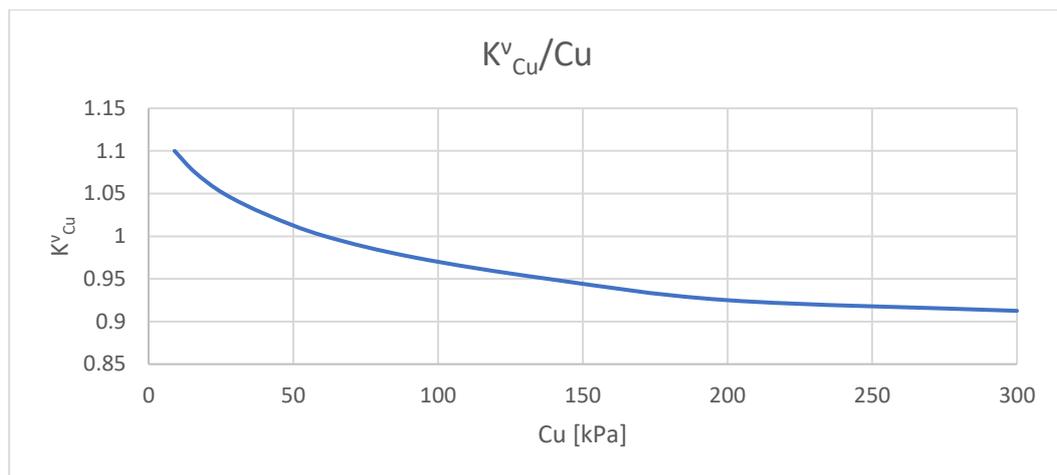


Figura 2.12 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo n funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

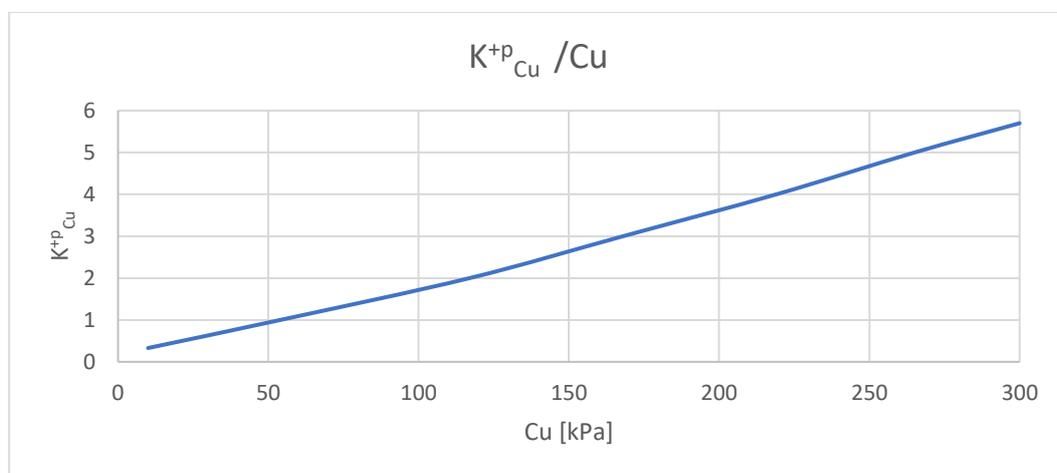


Figura 2.13 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

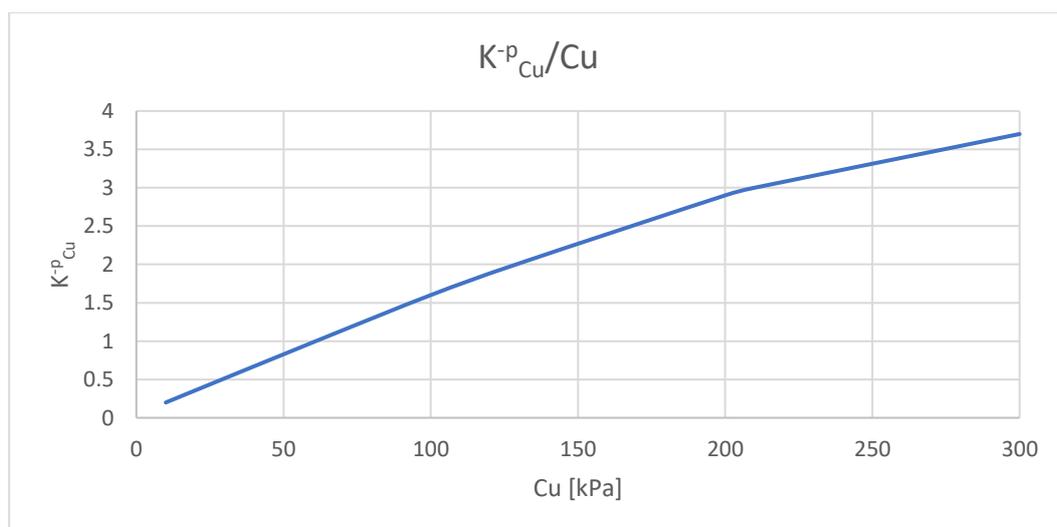


Figura 2.14 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

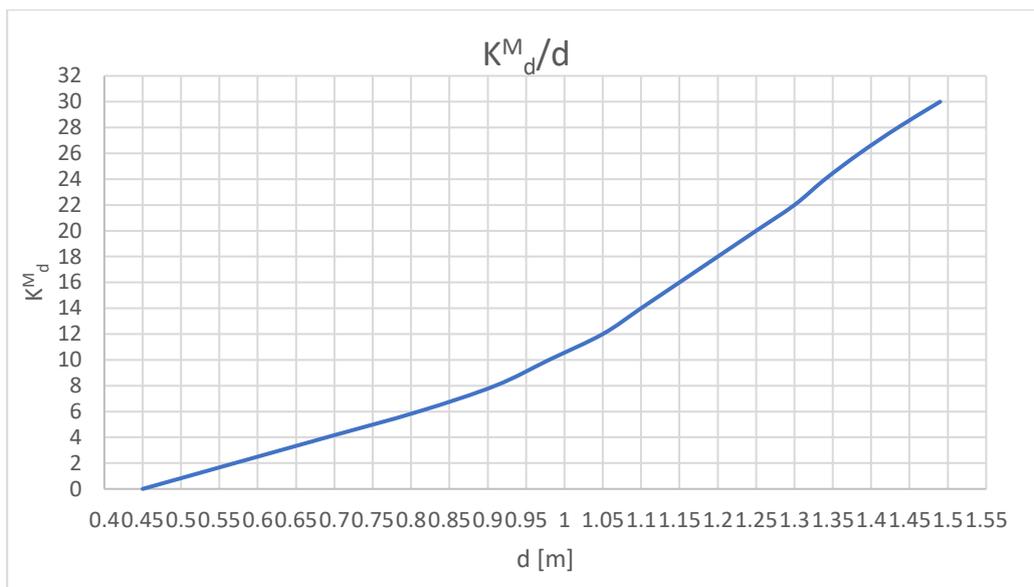


Figura 2.15 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione del diametro del palo, modificato da Loganathan (2011)

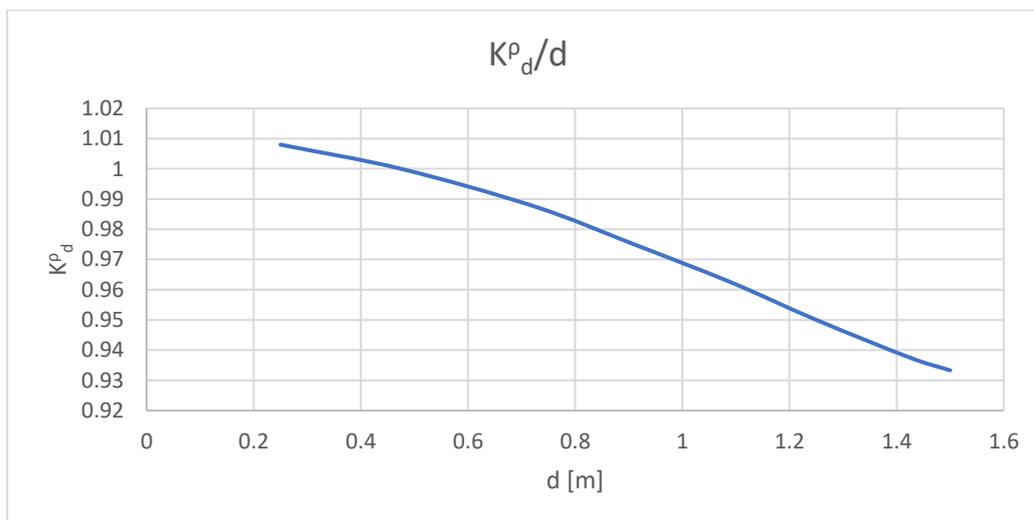


Figura 2.16 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione di d, modificato da Loganathan (2011)

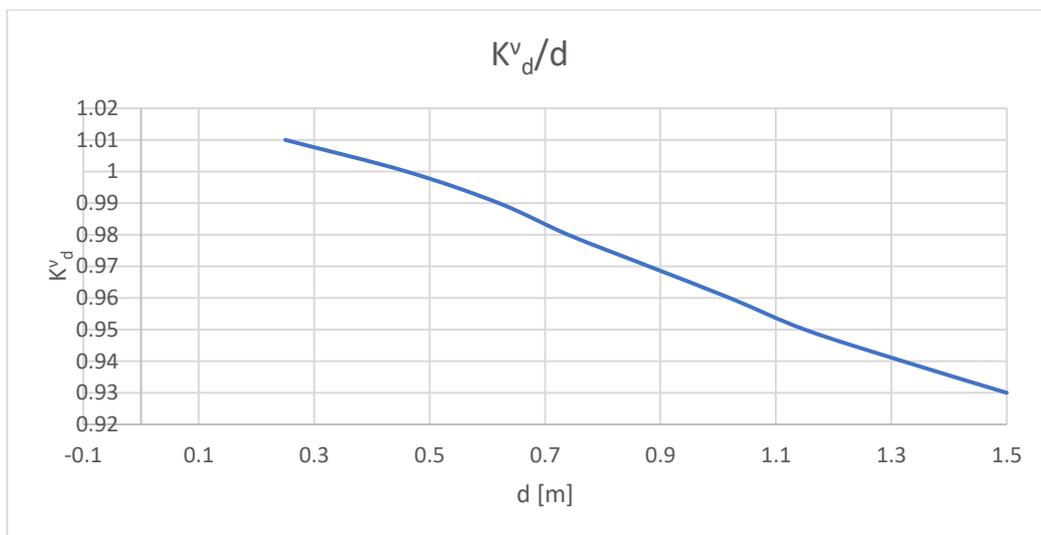


Figura 2.17 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)

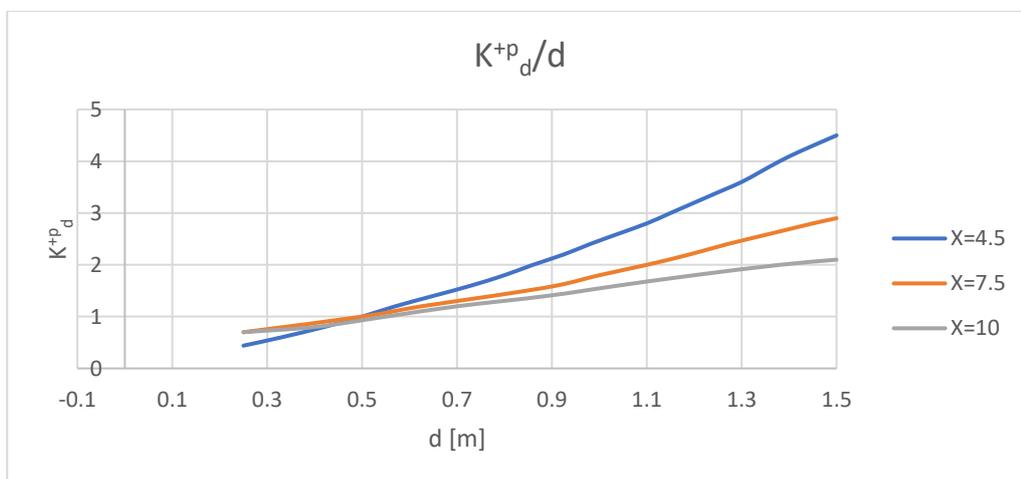


Figura 2.18 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)

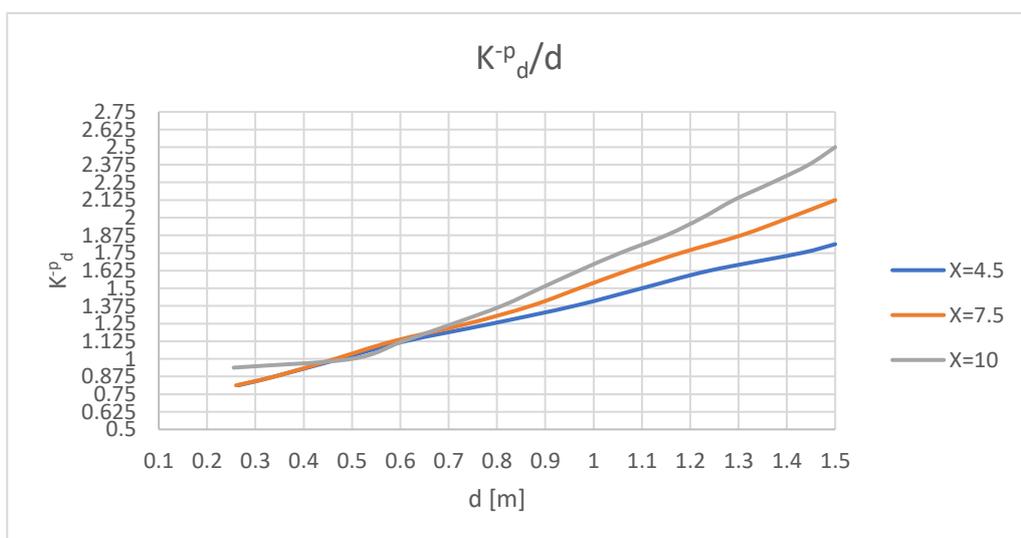


Figura 2.19 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)

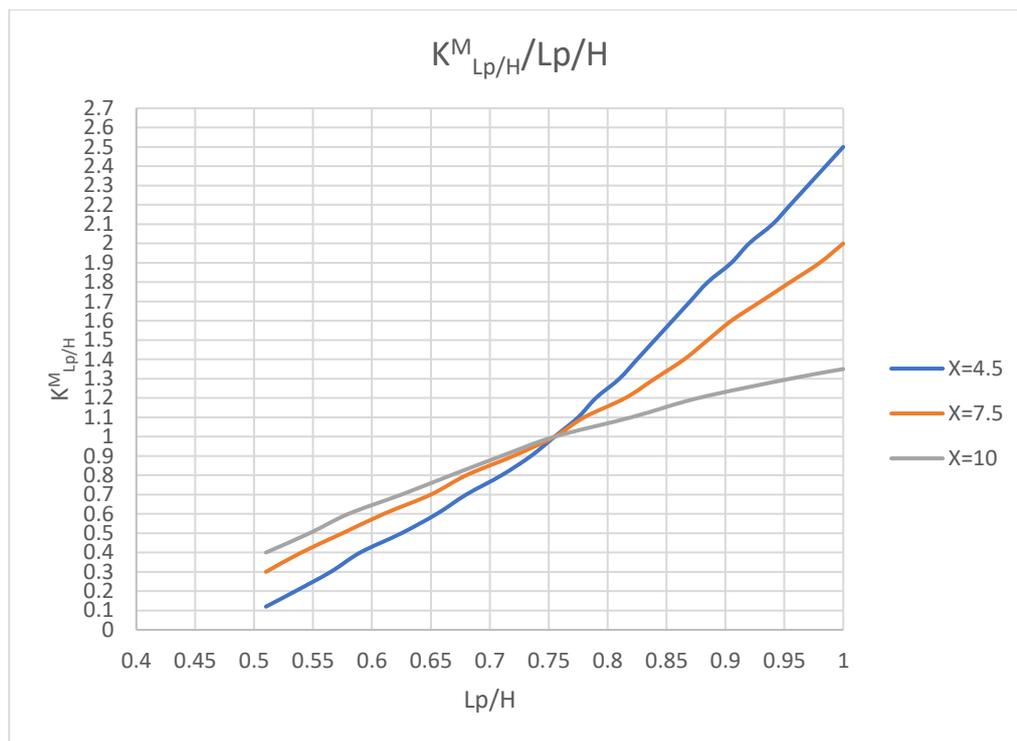


Figura 2.20 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

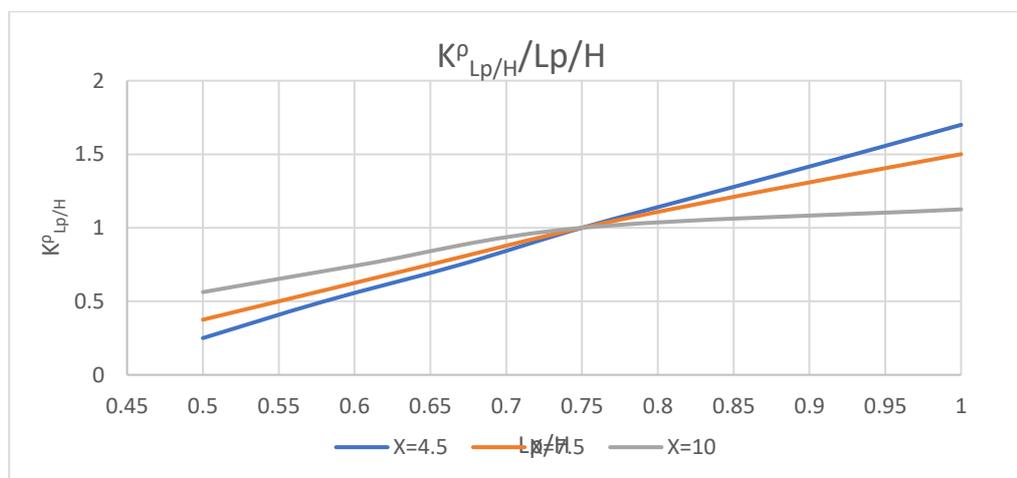


Figura 2.21 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

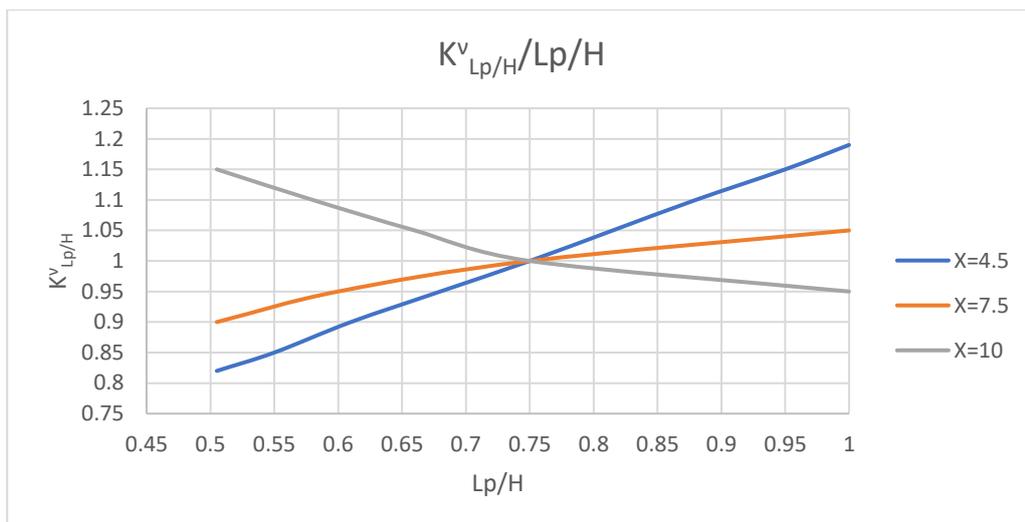


Figura 2.22 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

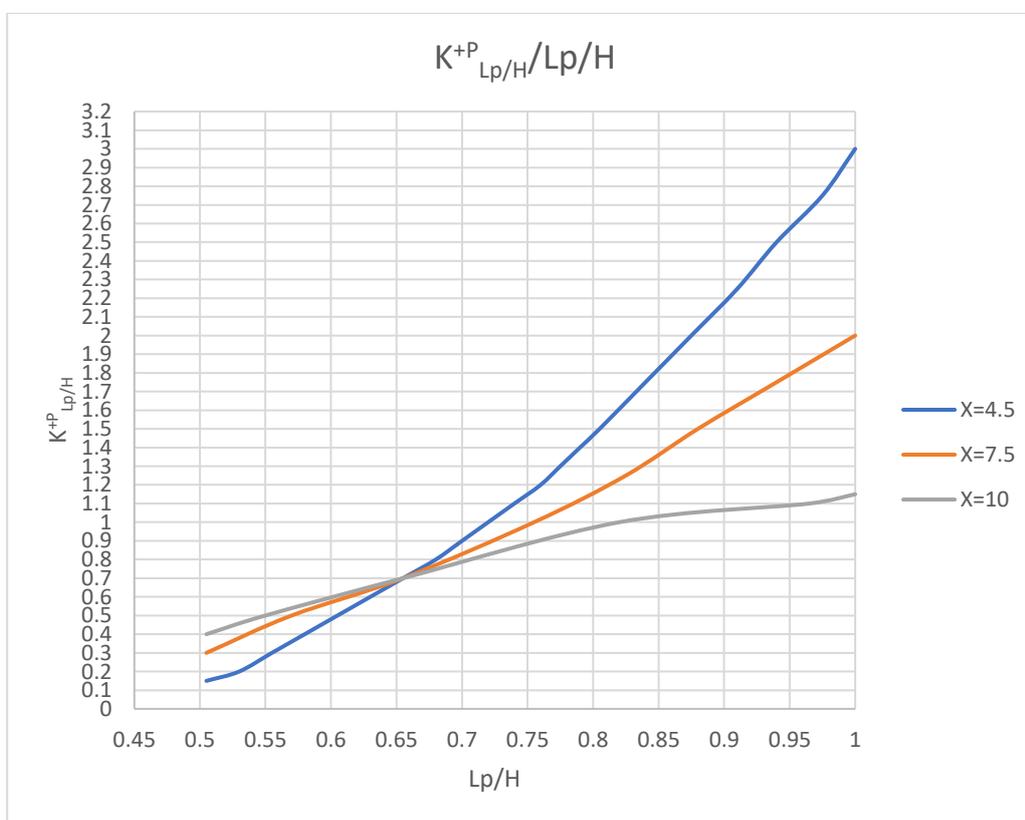


Figura 2.23 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

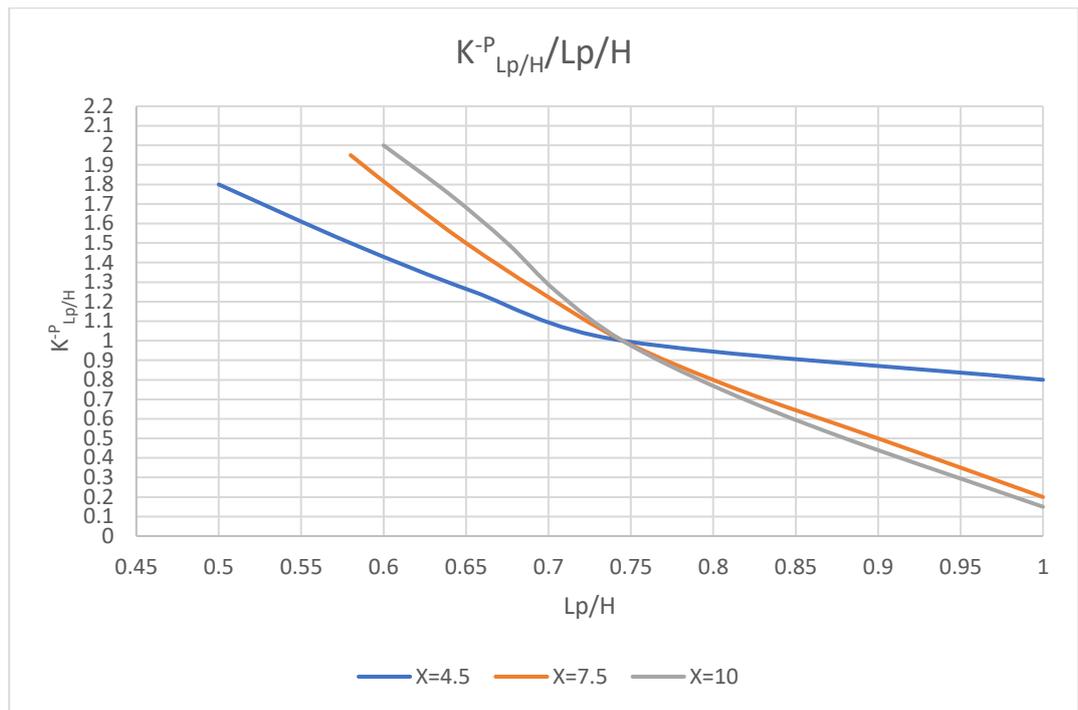


Figura 2.24 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

E qui vengono riportate le carte di progetto relative al caso di pali lunghi:

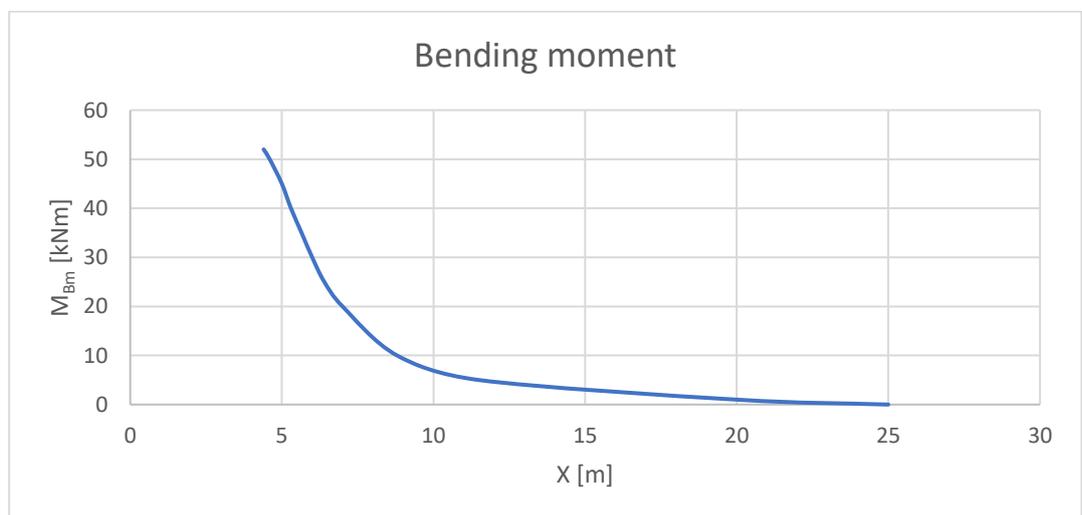


Figura 2.25 Spostamento laterale per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

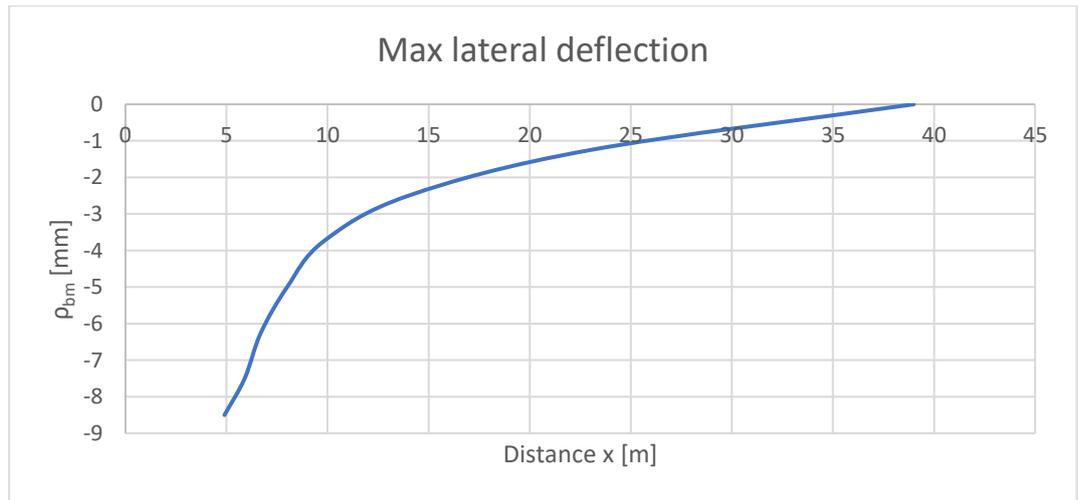


Figura 2.26 Spostamento laterale per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

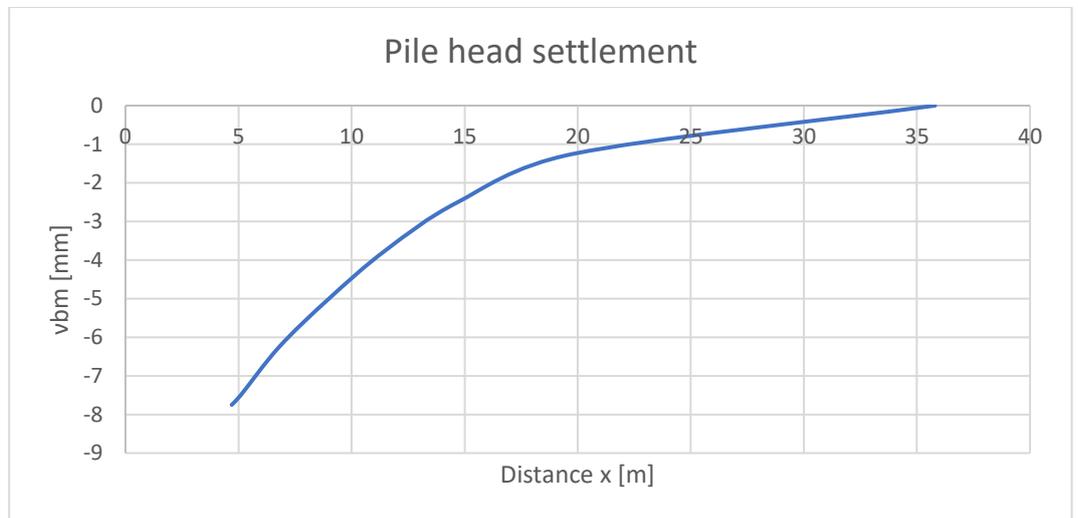


Figura 2.27 Cedimento in testa al palo per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

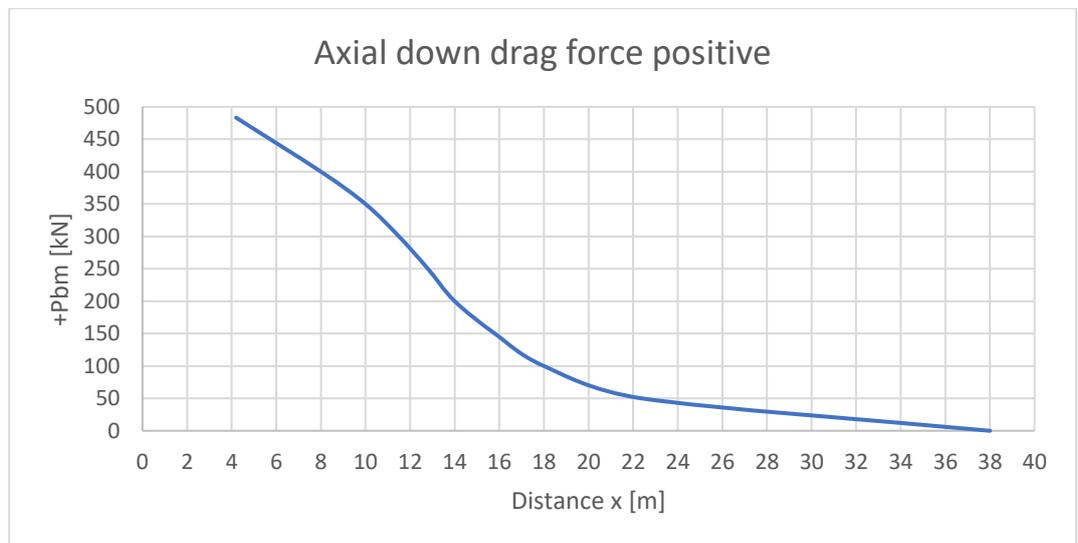


Figura 2.28 Forza assiale positiva per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

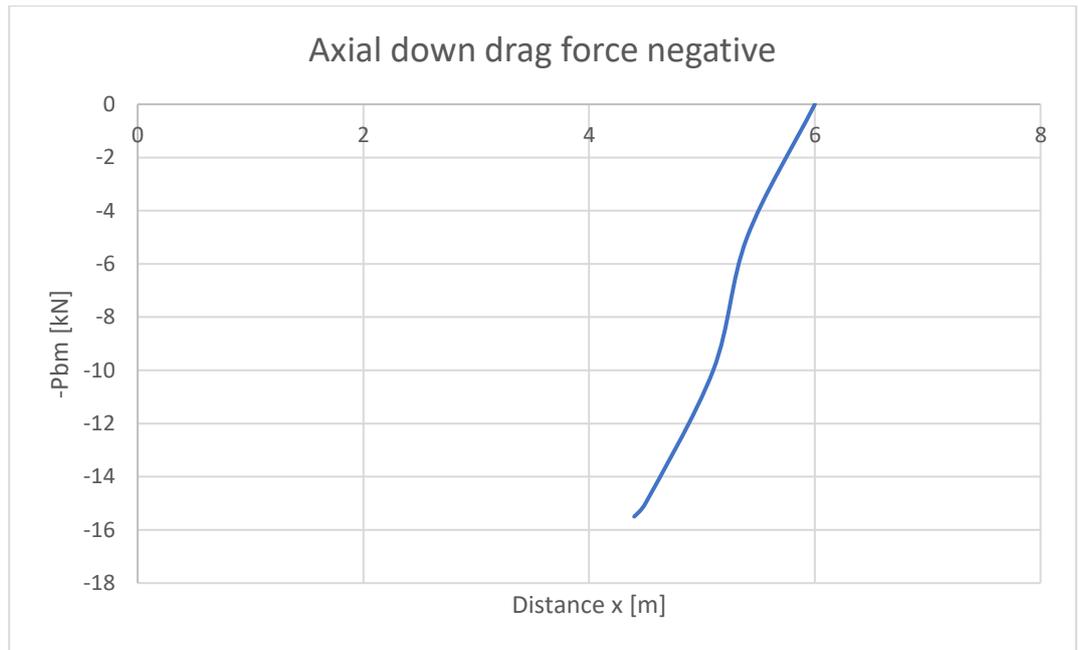


Figura 2.29 Forza assiale negativa per il caso base in funzione della distanza, modificato da Loganathan (2011)

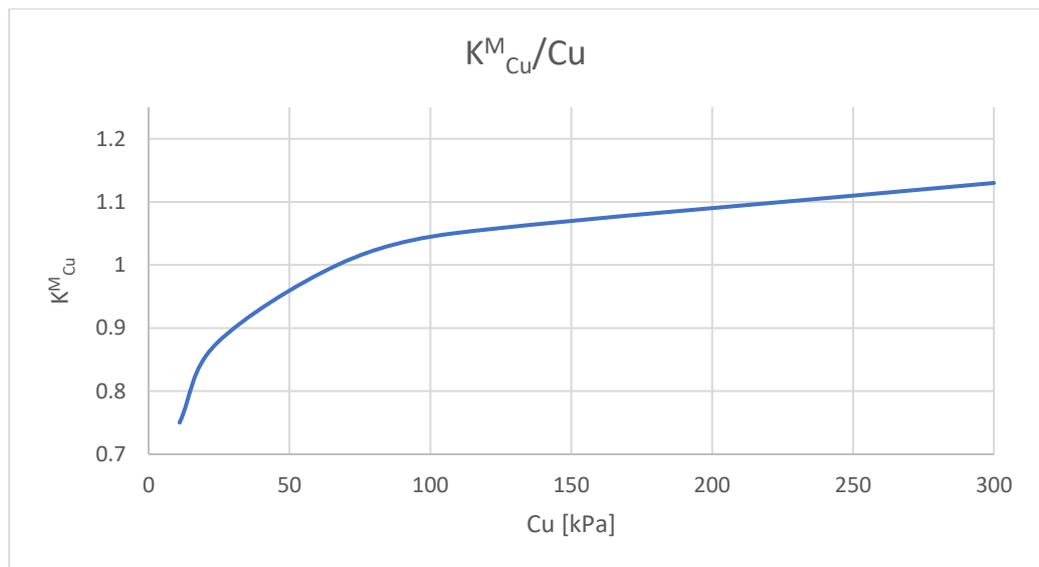


Figura 2.30 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

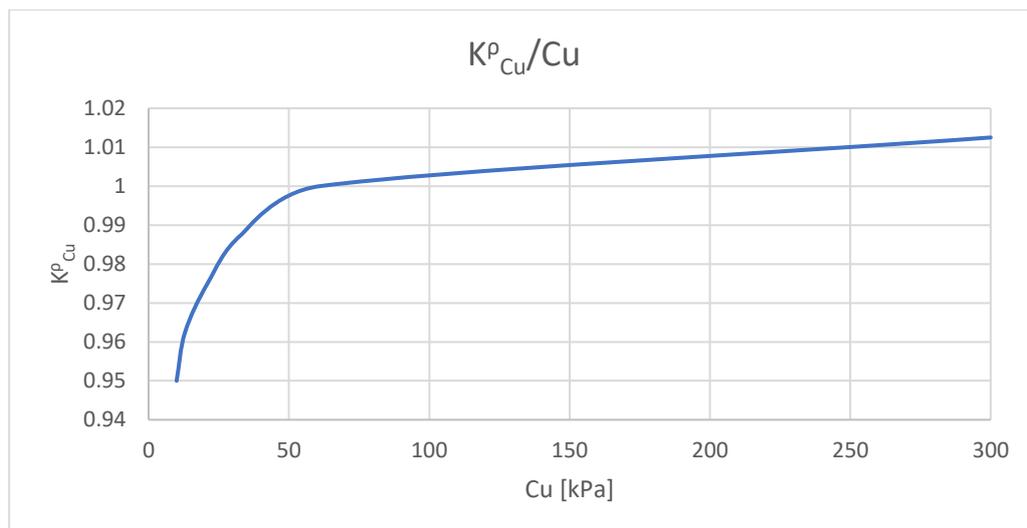


Figura 2.31 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

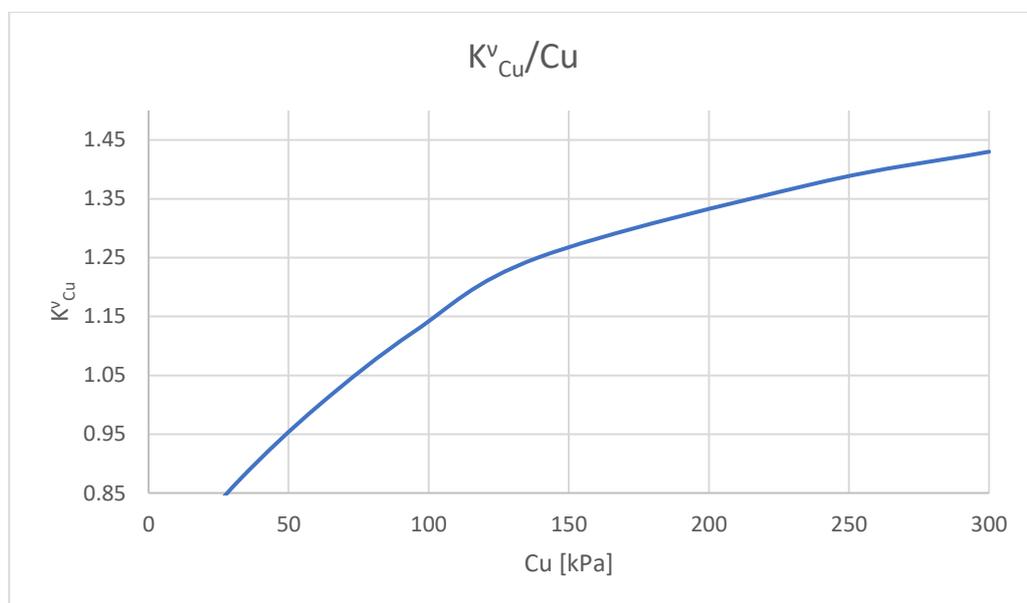


Figura 2.32 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

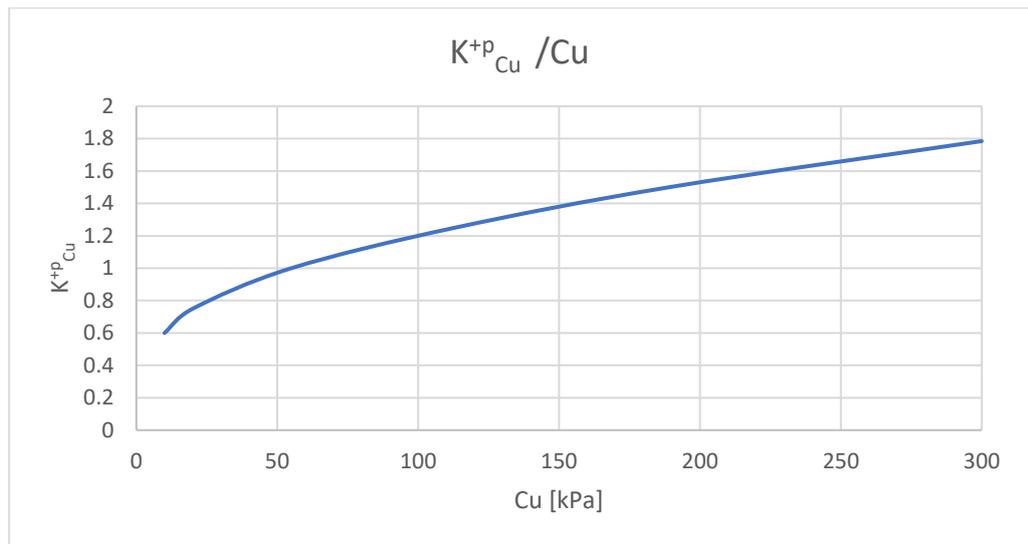


Figura 2.33 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

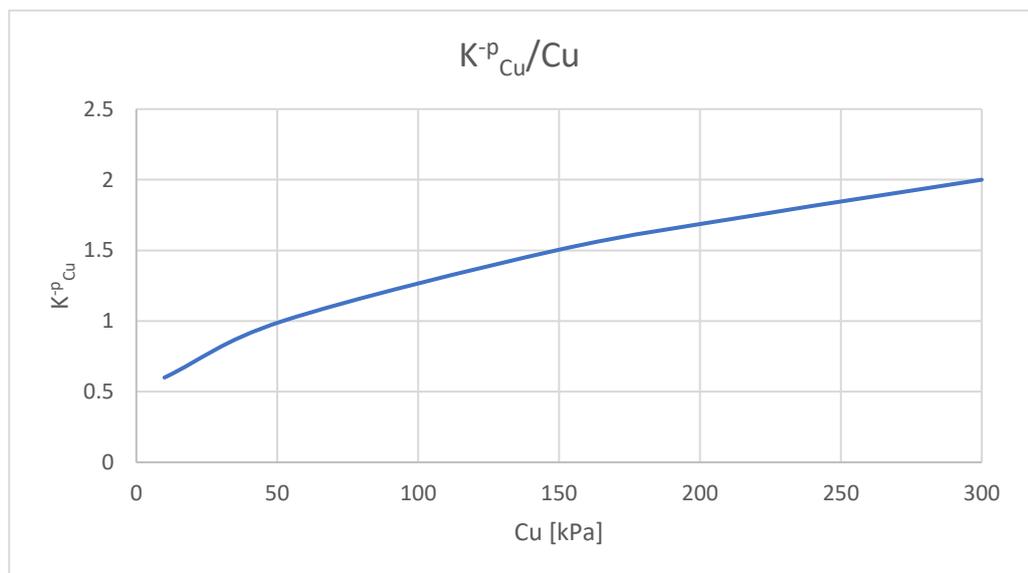


Figura 2.34 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione di C_u , modificato da Loganathan (2011)

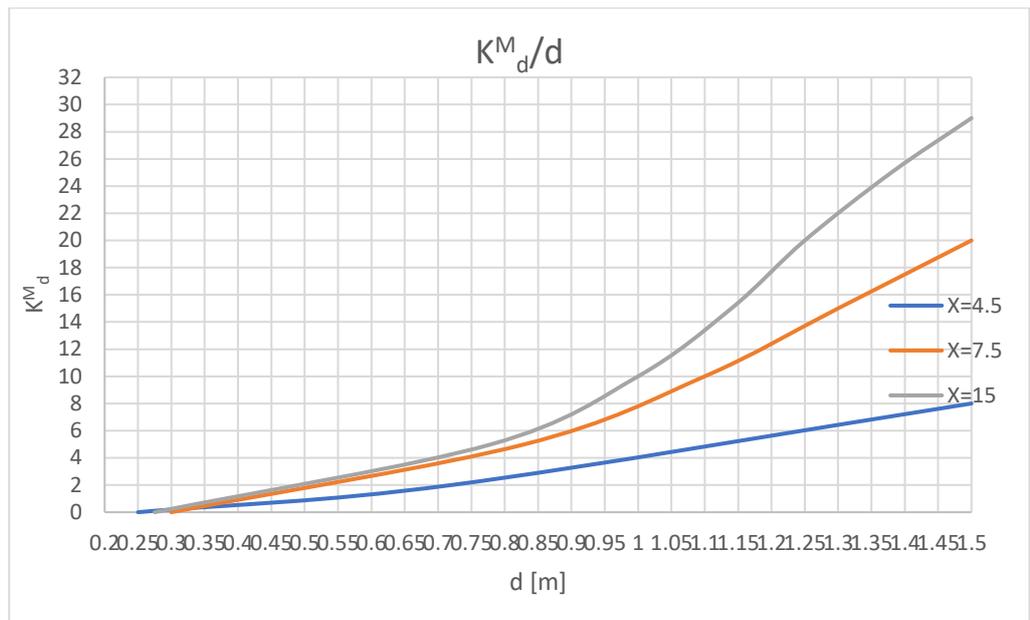


Figura 2.35 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione del diametro del palo, modificato da Loganathan (2011)

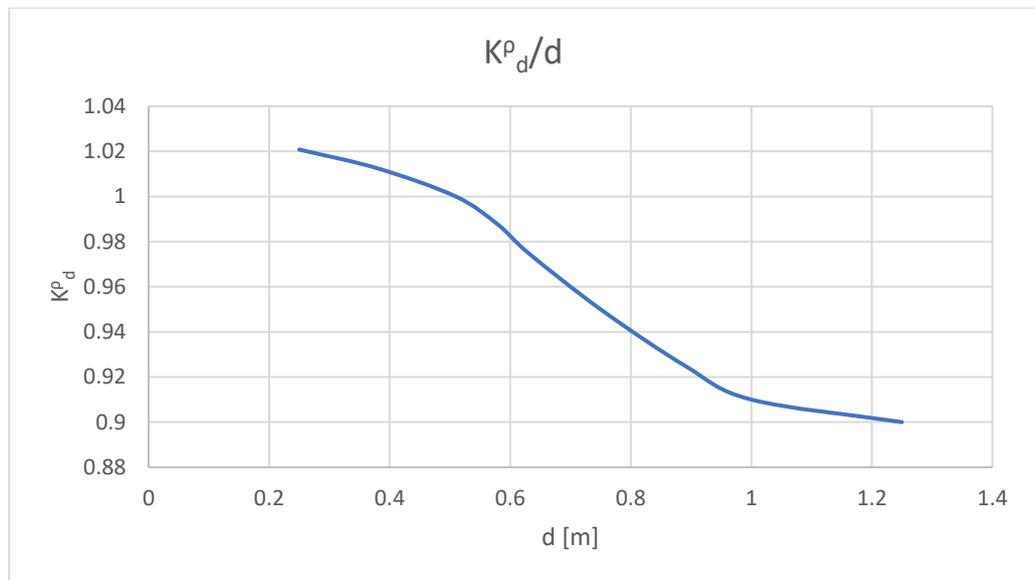


Figura 2.36 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)

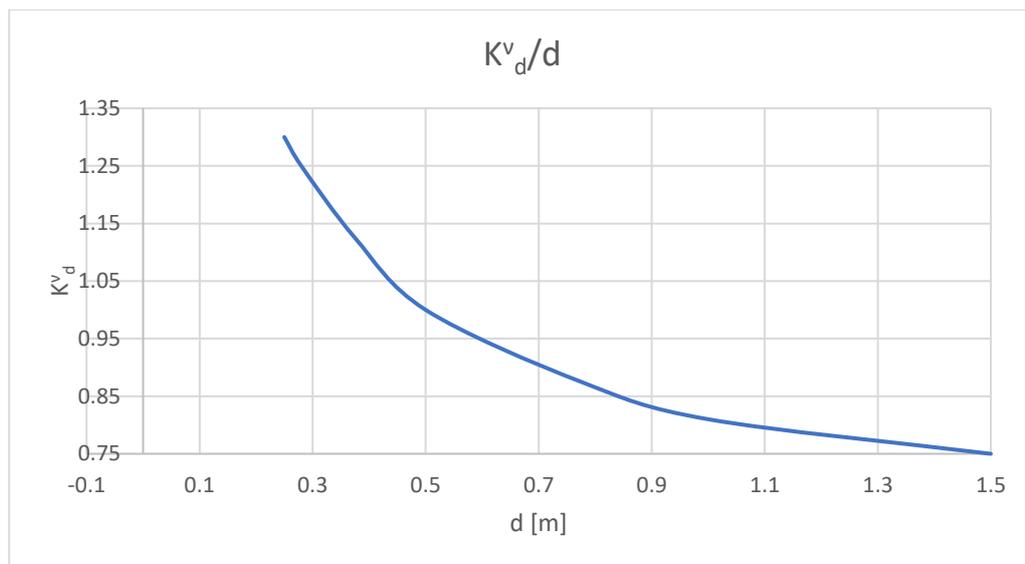


Figura 2.37 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)

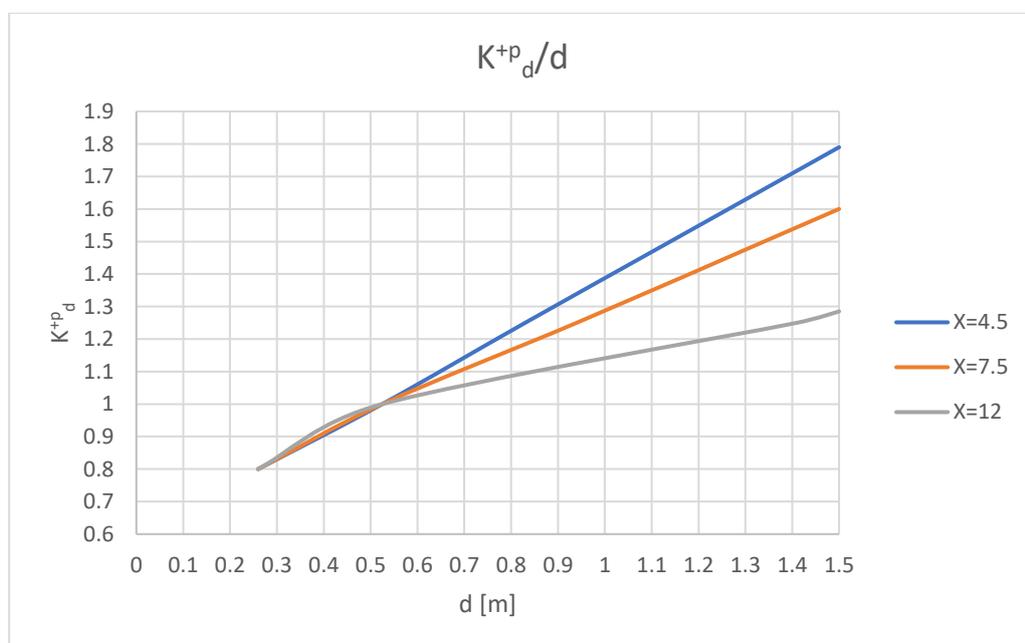


Figura 2.38 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)

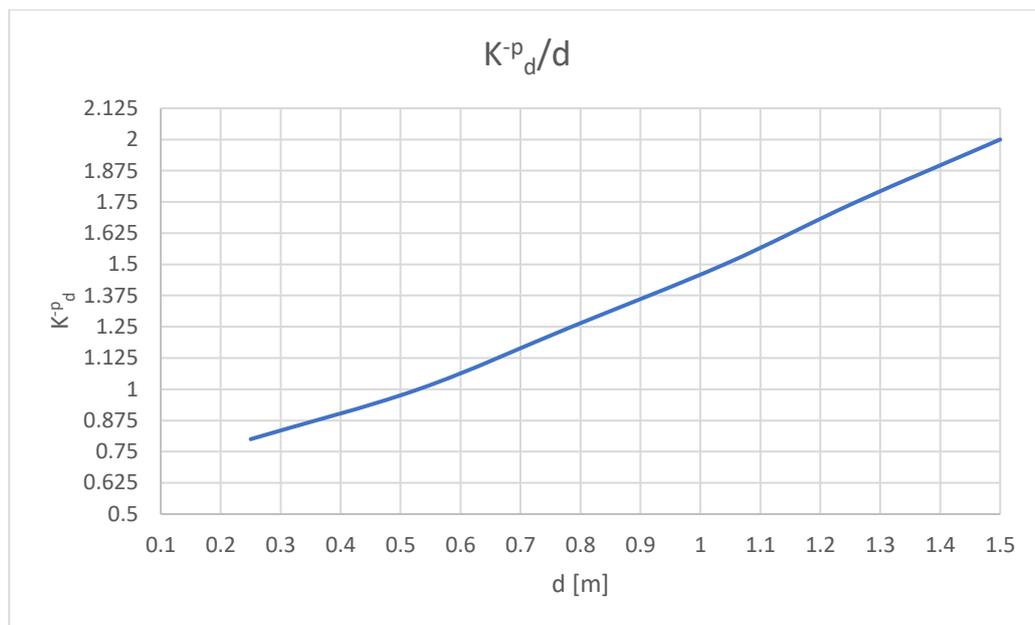


Figura 2.39 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione di d , modificato da Loganathan (2011)

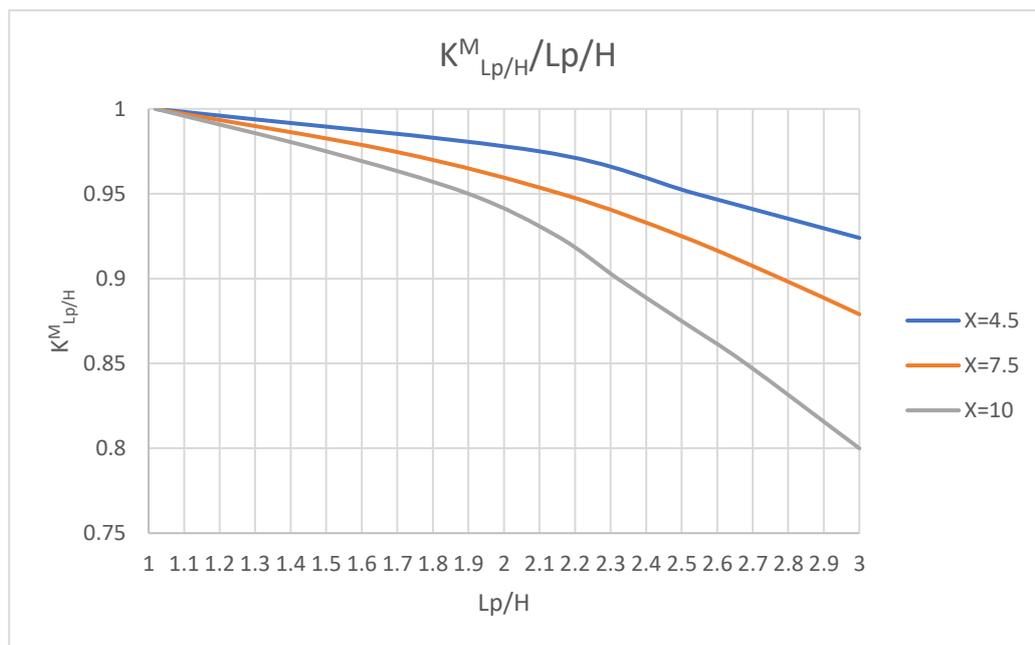


Figura 2.40 Fattore correttivo per il momento flettente in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

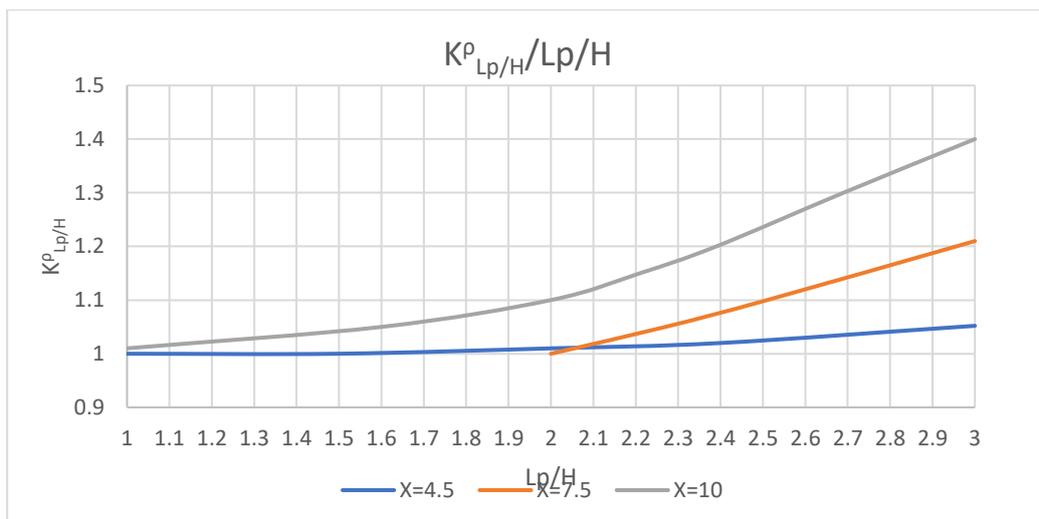


Figura 2.41 Fattore correttivo per lo spostamento laterale in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

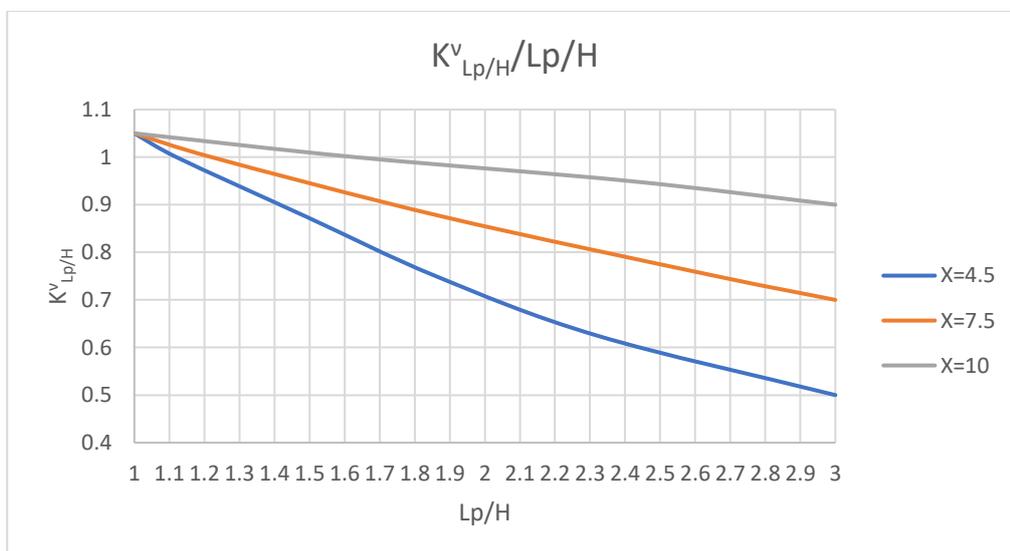


Figura 2.42 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

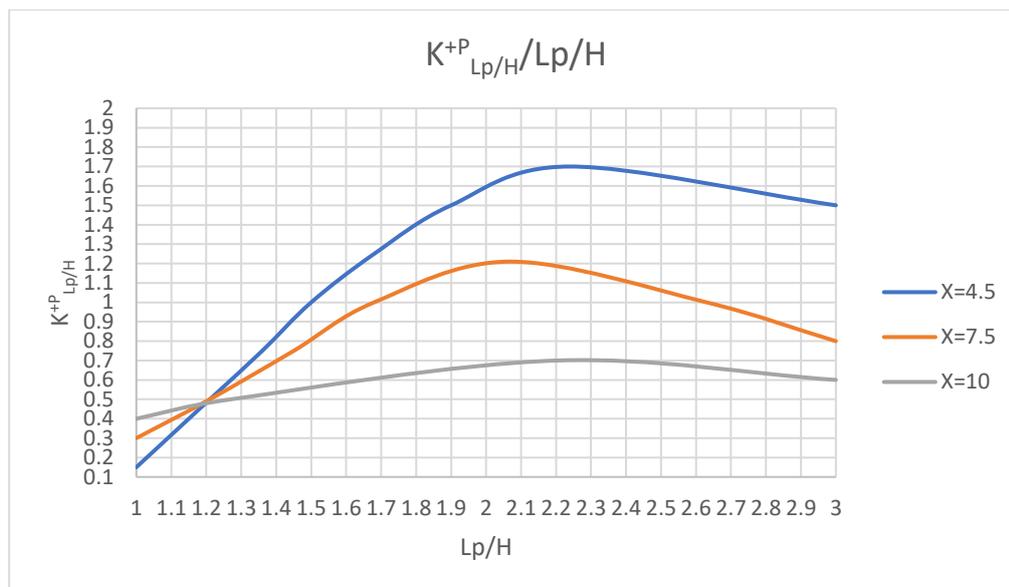


Figura 2.43 Figura 2.44 Fattore correttivo per la forza assiale positiva in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

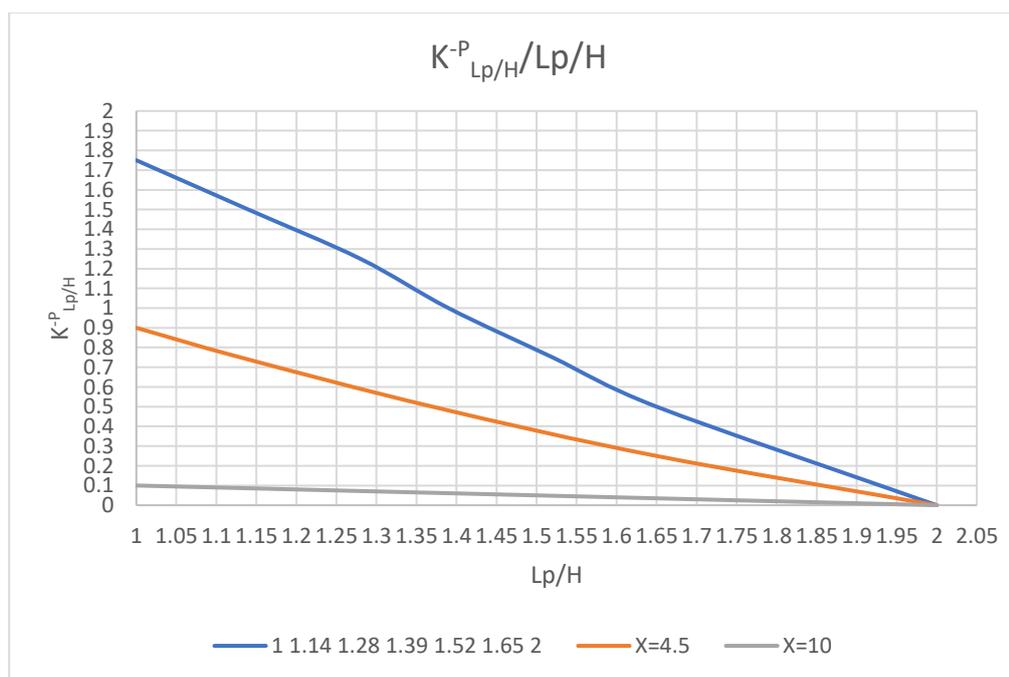


Figura 2.45 Fattore correttivo per la forza assiale negativa in funzione del rapporto L_p/H , modificato da Loganathan (2011)

Queste carte di progetto sono state ricostruite per costruzione grafica riproducendo nella maniera più accurata gli originali, non essendo disponibili le equazioni con le quali sono state costruite le curve. Questa rappresentazione risulta comunque essere accurata e fedele agli originali.

L'utilizzo di queste carte di progetto per effettuare una stima preliminare degli effetti indotti sui pali per effetto dello scavo del tunnel può non essere estremamente accurato nel caso di valori di volume perso elevati, ovvero

superiori a $V_f = 2.5\%$. Questo perché il meccanismo di interazione tra palo e terreno cambia per valori elevati di volume perso.

g. Metodo proposto per il Building Risk Assessment

Per la progettazione di uno scavo di un tunnel in area urbana è necessario tenere in conto due grandi fattori:

- Un metodo efficiente per la valutazione del rischio sugli edifici esistenti;
- Un efficace piano di mitigazione del rischio durante le fasi di costruzione.

Gli autori forniscono un metodo per la valutazione globale del rischio sugli edifici che presentano sia fondazioni superficiali sia fondazioni profonde.

Il metodo suggerito per la valutazione del rischio in ambito di fondazioni superficiale è un metodo che prende in considerazione diverse metodologie proposte in letteratura, mentre per quanto riguarda la valutazione del rischio per edifici su pali risulta essere un metodo innovativo che prevede l'utilizzo dei grafici di progetto precedentemente trattati.

- Edifici con fondazioni superficiali

Nel caso di fondazioni superficiali, il metodo prevede diversi steps:

- Step 1: Determinazione dei cedimenti totali

Stimare i cedimenti indotti in superficie dallo scavo del tunnel, tracciare i cedimenti indotti a breve e lungo termine lungo l'allineamento del tunnel e infine incorporare anche i cedimenti indotti dall'abbassamento del livello di falda (se presente).

- Step 2: Sviluppare le "Contour map", mappe a curve di livello

Diagrammare sulla pianta del progetto i cedimenti e gli spostamenti laterali indotti. Per i progetti più complicati è possibile ricorrere all'utilizzo del software GIS.

- Step 3: Effettuare la valutazione iniziale

Riportare le impronte degli edifici sulla "Contour map" ed effettuare l'analisi di primo livello andando a valutare per ogni edificio i cedimenti massimi e i cedimenti differenziali al di sotto dell'impronta dell'edificio. In presenza di pochi edifici il calcolo dei cedimenti massimi e differenziali è possibile effettuarlo a mano, per progetti più complessi è necessario ricorrere all'utilizzo di GIS.

Per la stima del Rischio di primo livello è possibile utilizzare il metodo proposto da Rankin (1988), *figura 2.46*:

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settlement of building (mm)	Description of risk
1	< 1/500	<10	Negligible: superficial damage unlikely
2	1/500 to 1/200	10 to 50	Slight: possible superficial damage which is unlikely to have structural significance
3	1/200 to 1/50	50 to 75	Moderate: expected superficial damage and possible structural damage to building, possible damage to relatively rigid pipelines
4	> 1/50	> 75	High: expected structural damage to buildings and rigid pipelines or possible damage to other pipelines

Figura 2.46 Classificazione di rankin (1988), Loganathan (2011)

Come riportato in figura, tale metodo prevede la suddivisione in quattro categorie di rischio, dalla 1 alla 4, alle quali vengono associate diverse tipologie di danno. La classe 1 presenta un rischio trascurabile, la classe 2 un rischio leggero, la classe 3 un rischio moderato e la classe 4 presenta un elevato livello di rischio.

Se l'edificio di interesse ricade all'interno delle prime due classi, la valutazione del rischio dell'edificio si interrompe in questa fase e non è necessario proseguire con ulteriori analisi, altrimenti si procede con le valutazioni di secondo e terzo livello.

- Step 4: Effettuare valutazione di secondo livello

Per effettuare l'analisi di secondo livello, come primo passo è necessario andare a calcolare le deformazioni al di sotto dell'impronta dell'edificio dovute ai fenomeni di "hogging" e "sagging", ovvero ai fenomeni di "risalita" e "discesa".

Di seguito in *figura 2.47* viene riportato il metodo per la definizione di tali deformazioni:

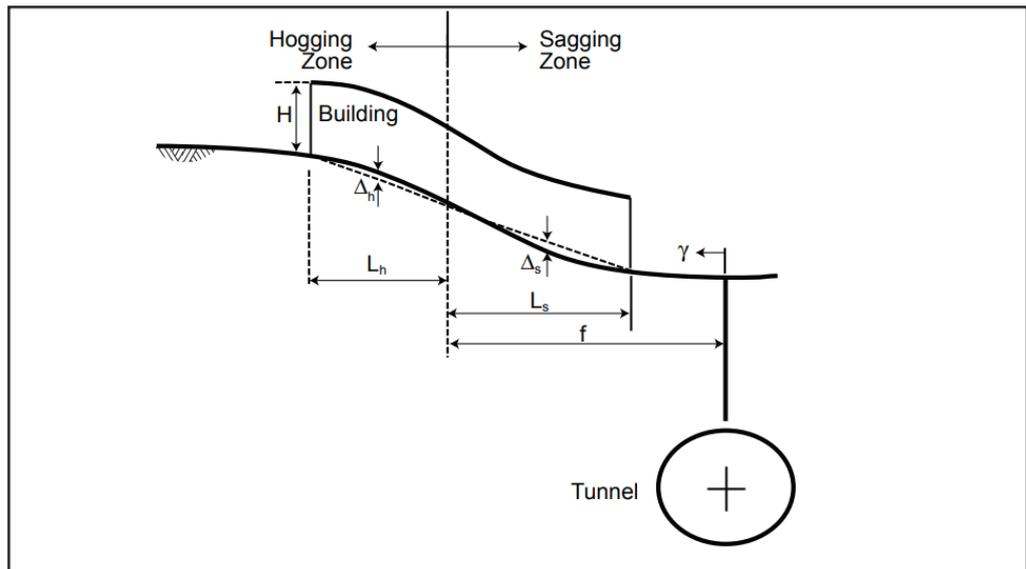


Figura 2.47 Zone di Hogging e Sagging, Loganathan (2011)

Successivamente si passa alla valutazione della deformazione flettente ε_b , la deformazione diagonale ε_d , e la deformazione orizzontale ε_h tramite le formulazioni proposte da Burland e Wroth (1974):

$$\frac{\Delta}{B} = \left(\frac{L}{12t} + \frac{3IE}{2tLHG} \right) \varepsilon_b$$

2.18

$$\frac{\Delta}{B} = \left(\frac{HL^2G}{18IE} + 1 \right) \varepsilon_d$$

2.19

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta_h}{B_d}$$

2.20

Dove:

- H è l'altezza dell'edificio;
- E/G è il rapporto tra il modulo elastico e il modulo di taglio;
- L è la lunghezza della fondazione dell'edificio;
- I è il momento d'inerzia della sezione, con $I=H^3/12$ nella zona di sagging e $I=H^3/3$ nella zona di hogging;
- t è la distanza maggiore tra l'asse neutro e lo spigolo della fondazione (trave equivalente), nel caso di hogging $t=H$, nel caso di sagging $t=H/2$;
- Δ è il cedimento relativo massimo;
- Δ/L è il rapporto tra il cedimento relativo massimo e la lunghezza dell'edificio considerato.

Infine, valutare la deformazione flettente totale, la deformazione diagonale e la deformazione critica sperimentate dall'impronta dell'edificio nel seguente modo:

$$\varepsilon_{bs} = \varepsilon_{b,max} + \varepsilon_h \tag{2.21}$$

$$\varepsilon_{ds} = \varepsilon_h \left(\frac{1-\nu}{2} \right) + \sqrt{\varepsilon_h^2 \left(\frac{1-\nu}{2} \right)^2 + \varepsilon_d^2} \tag{2.22}$$

$$\varepsilon_{critica} = MAX(\varepsilon_{bs}, \varepsilon_{ds}) \tag{2.23}$$

Tramite la deformazione critica è possibile effettuare una classificazione del rischio utilizzando il criterio di Burland (1995), *figura 2.48*, o Boscardin e Cording (1989), *figura 2.49*:

Building damage classification After Burland (1995), and Mair et al (1996)					Approximately equivalent ground settlement and slopes (after Rankin 1988)	
1	2	3	4	5	6	7
Risk Cat	Description of degree of damage	Description of typical and likely forms of repair for typical masonry buildings	Approx. crack width (mm) ^f	Max. tensile strain % ²	Max. slope of ground ³	Max. settl. of building (mm) ³
0	Negligible	Hairline cracks.		Less than 0.05		
1	Very slight	Fine cracks easily treated during normal redecoration. Perhaps isolated slight fracture in building. Cracks in exterior visible upon close inspection.	0.1 to 1.0	0.05 to 0.075	Less than 1:500	Less than 10
2	Slight	Cracks easily filled. Redecoration probably required. Several slight fractures inside building. Exterior cracks visible; some repainting may be required for weather-tightness. Doors and windows may stick slightly.	1 to 5	0.075 to 0.15	1:500 to 1:200	10 to 50
3	Moderate	Cracks may require cutting out and patching. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Brick pointing and possible replacement of a small amount of exterior brickwork may be required. Doors and windows sticking. Utility services may be interrupted. Weather tightness often impaired.	5 to 15 or a number if cracks greater than 3	0.15 to 0.3	1:200 to 1:50	50 to 75
4	Severe	Extensive repair involving removal and replacement of walls especially over door and windows required. Window and door frames distorted. Floor slopes noticeably. Walls lean or bulge noticeably. Some loss of bearing in beams. Utility services disrupted.	15 to 25 but also depends on number of cracks	Great- er than 0.3	1:200 to 1:50	Greater than 75
5	Very severe	Major repair required involving partial or complete reconstruction. Beams lose bearing, walls lean badly and required shoring. Windows broken by distortion. Danger of instability.	Usually greater than 25 but depends on number of cracks		Greater than 1:50	Greater than 75

Figura 2.48 Classificazione di Burland (1995), Loganathan (2011)

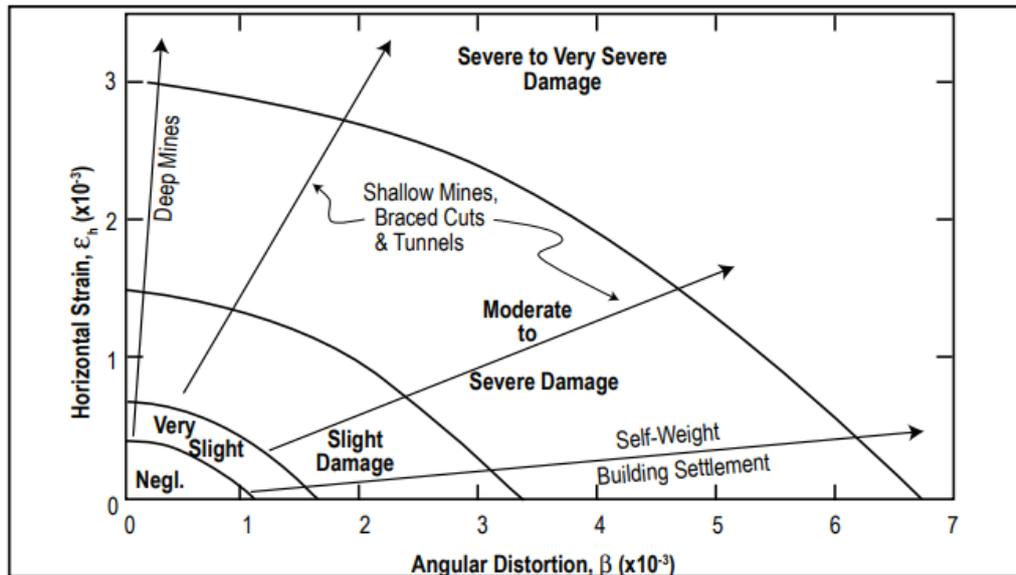


Figura 2.49 Classificazione di Boscardin e Cording (1989), Loganathan (2011)

Dalla valutazione di secondo livello è possibile, utilizzando uno dei due criteri proposti, andare a definire un'ulteriore classificazione di rischio per gli edifici.

- Step 5: Illustrare l'impatto dei cedimenti degli edifici

Riportare la classe di rischio per ciascun edificio e rappresentarla sulla "Contour map".

- Step 6: Effettuare la valutazione di terzo livello

La valutazione del rischio di terzo livello viene effettuata andando ad introdurre la rigidità strutturale di tutti gli edifici che ricadono in classe di rischio moderato o elevato.

La rigidità strutturale viene definita dal rapporto E/G . Diversi autori hanno proposto diversi valori del rapporto E/G in base al tipo di struttura che si sta considerando:

- In caso di struttura elastica, lineare, omogenea e isotropa, il rapporto E/G dipende dal coefficiente di Poisson e vale 2.4 se il coefficiente di Poisson è assunto pari a 0.2, assume il valore di 2.6 se invece il coefficiente di Poisson è uguale a 0.3;
- Per strutture flessibili o strutture in acciaio Meils e Rodriguez Ortis (2001) hanno proposto di assumere un valore di E/G compreso tra 12 e 15.

La valutazione del rischio di terzo livello può essere effettuata tramite analisi numerica, oppure ricorrendo all'utilizzo del metodo di Potts e Addenbrook (1996).

- Edifici con fondazioni profonde

La modalità con cui si sviluppano sforzi e deformazioni nel caso di fondazioni profonde è diversa rispetto al caso di fondazioni superficiali, per questo motivo è necessario introdurre un apposito metodo per la valutazione del campo tenso-deformativo indotto dallo scavo sui pali.

Anche nel caso di fondazioni su pali il metodo si articola in diversi steps:

- Step 1: Definizione dei cedimenti verticali e dei movimenti laterali (determinazione del rischio di primo livello)

Valutare gli spostamenti indotti dallo scavo del tunnel tramite i grafici di progetto proposti. Diagrammare gli spostamenti del palo e valutare il cedimento massimo e la rotazione relativa. Nella *figura 2.50* vengono riportati il profilo dei cedimenti del palo e i cedimenti del terreno a titolo di esempio:

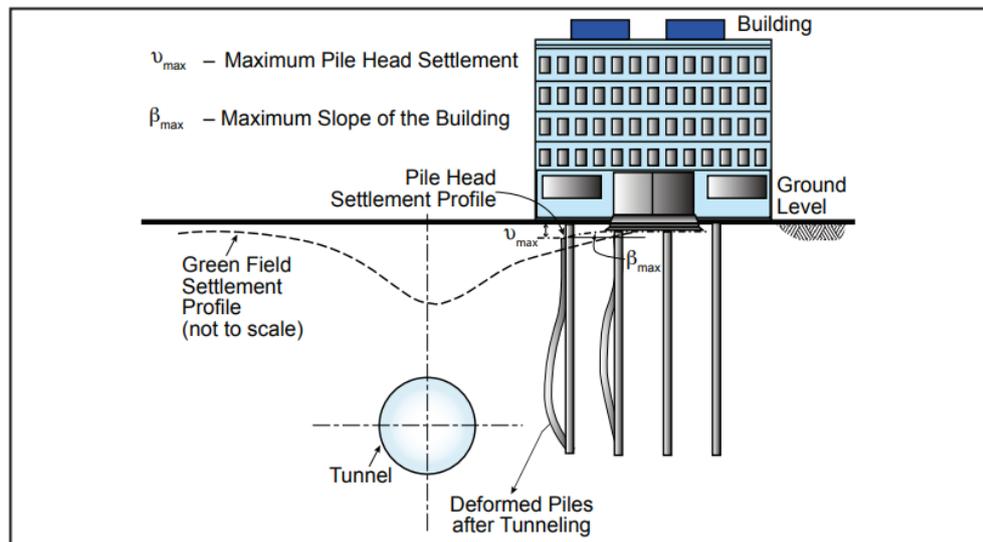


Figura 2.50 Situazione tipo in caso di edificio fondato su pali, Loganathan (2011)

- Step 2: Valutare le informazioni iniziali dell'edificio (Determinazione del rischio di secondo livello)

Determinare la capacità portante di ciascun palo. Assumere inoltre:

- Momento flettente di progetto $\Delta M = \Delta M_{\text{tunnelling}}$;
- Forza assiale indotta $\Delta P = \Delta P_{\text{tunnelling}}$.

Determinare gli sforzi agenti sul palo, dati dagli sforzi inizialmente agenti su di esso e quelli indotti dallo scavo. Se gli sforzi combinati superano la capacità portante del palo, allora si avrà il collasso del palo. Se almeno uno dei pali non dovesse passare la verifica, allora l'edificio dovrà essere classificato come livello di rischio "moderato" o "elevato".

- $$\sigma_{max} = \frac{(M + \Delta M)}{Z} + \frac{(P + \Delta P)}{A};$$

- $$\sigma_{min} = \frac{(M+\Delta M)}{Z} - \frac{(P+\Delta P)}{A}.$$

2.25

Dove Z è il modulo di resistenza della sezione.

Se:

$$\sigma_{max} < \sigma_{ammissibile}$$

Allora il palo non collassa, altrimenti si ha il collasso del palo.

- Step 5: Verifica del livello di rischio

Per gli edifici classificati a rischio “moderato” o “elevato” è possibile valutare di ridurre il livello di rischio andando a modificare le metodologie di costruzione del tunnel e il rivestimento primario. Successivamente effettuare nuovamente la verifica del rischio e valutare se è possibile diminuire la classe.

- Step 6: Effettuare valutazione di terzo livello

Effettuare un’analisi numerica dettagliata per gli edifici classificati con rischio “moderato” o “elevato”.

Se l’analisi non mostra alcun cedimento del palo, allora la classe di rischio può essere ridotta.

- Step 7: Piano di mitigazione del rischio

Introdurre delle misure di mitigazione del rischio, quali il miglioramento del terreno nell’intorno dello scavo o delle proprietà delle fondazioni, per ridurre il livello di danno indotto allo scavo del tunnel.

3. Applicazione del BRA al caso studio

Come già discusso in precedenza, il metodo proposto da Lognathan (2011) verrà utilizzato per la valutazione del rischio relativamente al caso studio, prendendo in considerazione due scenari distinti:

- Edificio con fondazione superficiale;
- Edificio fondato su pali.

Si considerano queste due situazioni per via della differente risposta che offre la struttura nei confronti degli spostamenti del terreno indotti dallo scavo del tunnel, a seconda della tipologia di fondazione.

Il caso studio in esame prevede uno scavo del tunnel che avviene in tradizionale, senza quindi l’ausilio della macchina TBM, per questo motivo

per il calcolo degli spostamenti indotti dallo scavo e la determinazione dei parametri, non verranno seguite le istruzioni riportate da tale metodo, ma si considererà lo studio effettuato per il calcolo dei cedimenti nel capitolo precedente di questo lavoro.

Anche per la determinazione dei cedimenti indotti in superficie dallo scavo non vengono prese in considerazione le formule proposte da Loganathan (2011), in quanto si è effettuato un processo di taratura dei parametri V_l e k tramite analisi numerica, ottenendo quindi un'ottima stima dei cedimenti.

Il metodo di Loganathan (2011) viene dunque utilizzato nel presente lavoro di tesi a partire dalla fase di valutazione del rischio sugli edifici esistenti.

Per considerare la condizione più critica relativa al caso studio, è stato deciso di considerare la sezione che presenta la condizione più gravosa in termini di cedimenti in superficie, ovvero la sezione "solo suoli".

I dati relativi a tale sezione sono i seguenti:

- $S_{max} = 3.8$ mm;
- $Z_0 = 32.84$ m;
- $V_l = 0.25\%$;
- $K=0.78$;
- $i = 25.6$ m.

Dove:

- S_{max} è il cedimento massimo in corrispondenza dell'asse verticale della galleria;
- Z_0 è la profondità dell'asse del tunnel;
- V_l è il volume perso;
- K è un parametro che dipende dal tipo di terreno, in questo caso è stato tarato tramite analisi numerica;
- i è la distanza tra l'asse verticale del tunnel e il punto di flesso della curva di subsidenza.

Definita la sezione di riferimento e quindi noti gli spostamenti indotti dallo scavo, è possibile applicare il metodo per la determinazione del rischio sugli edifici esistenti.

3.1 Edificio con fondazione superficiale

Al fine di applicare il metodo, è stato deciso di considerare un edificio tipo, che presenta le seguenti proprietà:

- Larghezza $L = 18$ m, ovvero la dimensione lungo l'asse x ;

- Altezza $H = 2.5$ m, ovvero la dimensione lungo l'asse z ;
- Lunghezza $W = 19$ m, ovvero la dimensione lungo l'asse y ;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$;
- Il rapporto tra il modulo elastico e il modulo di taglio $E/G = 2.6$.

L'edificio è quindi considerato come un singolo blocco di tre piani e presenta fondazioni superficiali.

Dal momento che è un edificio tipo, è possibile collocarlo ad una distanza x dall'asse verticale del tunnel arbitraria; in questo caso si è deciso di posizionarlo in corrispondenza del punto di flesso della curva di subsidenza, con il bordo più lontano posto ad una distanza di -29.6 m dall'asse verticale del tunnel.

In *figura 3.1* viene riportata la geometria completa del problema in esame, considerando l'edificio tipo non in scala:

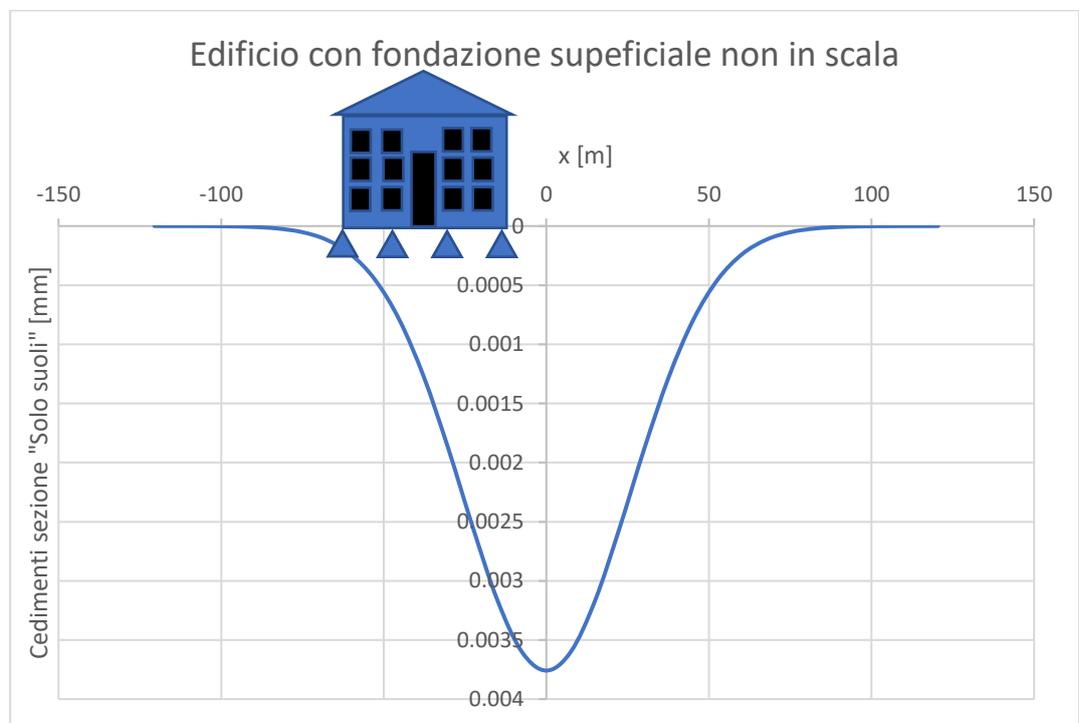


Figura 3.1 Rappresentazione non in scala dell'edificio tipo con fondazione superficiale in relazione ai cedimenti relativi alla sezione in esame

La valutazione del rischio di primo livello prevede di determinare i cedimenti che si sviluppano al di sotto dell'edificio e la rotazione rigida di esso.

Per determinare i cedimenti dell'edificio si è deciso di realizzare un modello numerico identico al modello realizzato per la sezione "solo suoli", con l'aggiunta di un carico distribuito lineare per tenere in conto della presenza dell'edificio. Tale carico è stato posizionato esattamente in corrispondenza dell'edificio e presenta un'intensità pari a 9 kN/m^2 , ovvero 3 kN/m^2 per ogni piano dell'edificio.

Tramite l'analisi numerica si sono determinati i cedimenti al di sotto dell'edificio indotti dallo scavo del tunnel ipotizzando che la fondazione, in sezione, sia composta da quattro plinti. Per ogni plinto la posizione e l'entità dei cedimenti vengono riportati nella seguente *tabella 3.1*:

Plinto	x [m]	S _v [mm]
1	-11.6	3.41
2	-17.6	2.86
3	-23.6	2.27
4	-29.6	1.81

Tabella 3.1 Posizione e valore dei cedimenti per ciascun plinto

Dove:

- x è la posizione del plinto rispetto all'asse verticale della galleria;
- S_v è il cedimento in corrispondenza del plinto.

Nella *figura 3.2* vengono riportati i cedimenti in corrispondenza dei plinti, la congiungente tra il cedimento massimo e minimo e il cedimento relativo:

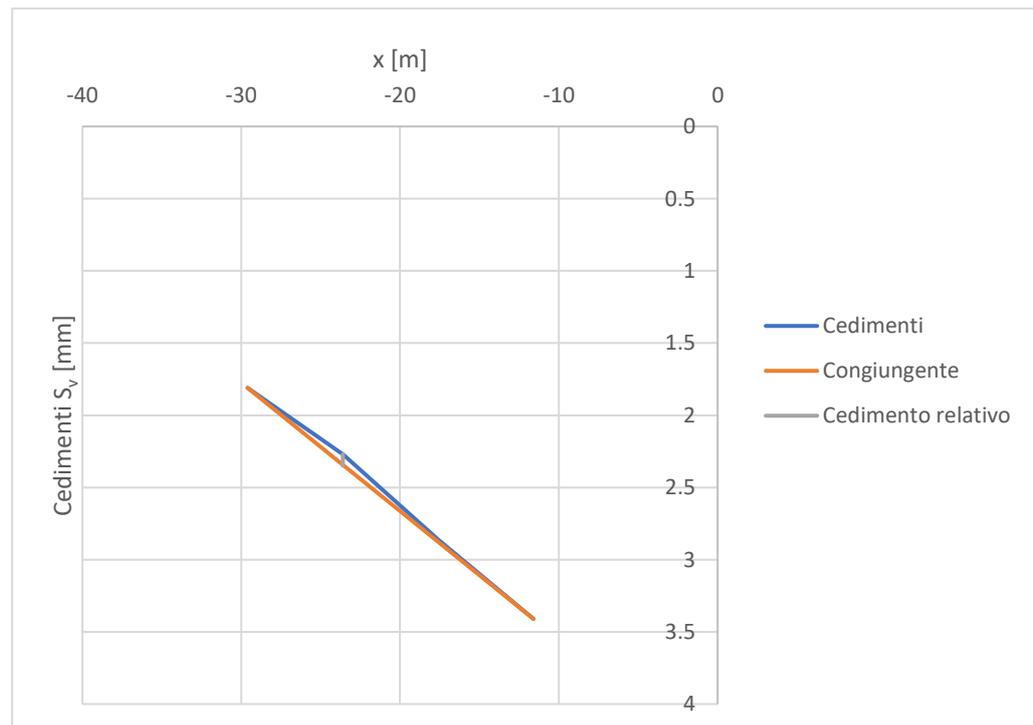


Figura 3.2 Cedimenti e cedimento relativo per l'edificio

Il cedimento relativo Δ risulta molto piccolo e pari a 0.08 mm.

Il cedimento massimo risulta invece pari a 3.41 mm.

La rotazione rigida della fondazione β può essere calcolata tramite la seguente formulazione:

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \left(\frac{1 + 4 \frac{E H^2}{G L^2}}{1 + 6 \frac{E H^2}{G L^2}} \right)$$

3.1

Dove:

- Δ è il cedimento relativo massimo;
- L è la lunghezza dell'edificio;
- E/G è il rapporto tra il modulo elastico e il modulo di taglio;
- H è l'altezza dell'edificio.

$$\beta = \frac{3 * 0.0008}{18} \left(\frac{1 + 4 * 2.6 * \frac{7.5^2}{18^2}}{1 + 6 * 2.6 * \frac{7.5^2}{18^2}} \right) = 0.0000123$$

Ricapitolando in *tabella 3.2*, per l'edificio in questione si ha:

Sv max [mm]	β	Classe di rischio secondo Rankin
3.41	0.0000123	Trascurabile

Tabella 3.2 Classe di rischio di danno secondo la classificazione di Rankin

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settlement of building (mm)	Description of risk
1	< 1/500	<10	Negligible: superficial damage unlikely
2	1/500 to 1/200	10 to 50	Slight: possible superficial damage which is unlikely to have structural significance
3	1/200 to 1/50	50 to 75	Moderate: expected superficial damage and possible structural damage to building, possible damage to relatively rigid pipelines
4	> 1/50	> 75	High: expected structural damage to buildings and rigid pipelines or possible damage to other pipelines

Figura 3.3 Classificazione di Rankin, Loganathan (2011)

La classe di rischio risulta essere "Trascurabile", come è possibile osservare in *figura 3.3*, in quanto il cedimento massimo è inferiore a 10 mm e la rotazione β è inferiore a 1/500.

Dal momento che la classe di rischio di primo livello risulta essere "trascurabile" l'edificio non risente dello scavo del tunnel e si può interrompere a questo step l'analisi di rischio.

3.2 Edificio fondato su pali

Per questa situazione si è deciso di considerare lo stesso edificio fittizio utilizzato nel caso precedente, solamente che ora l'edificio risulta fondato su pali come riportato in *figura 3.4*, sempre considerando l'edificio non in scala.

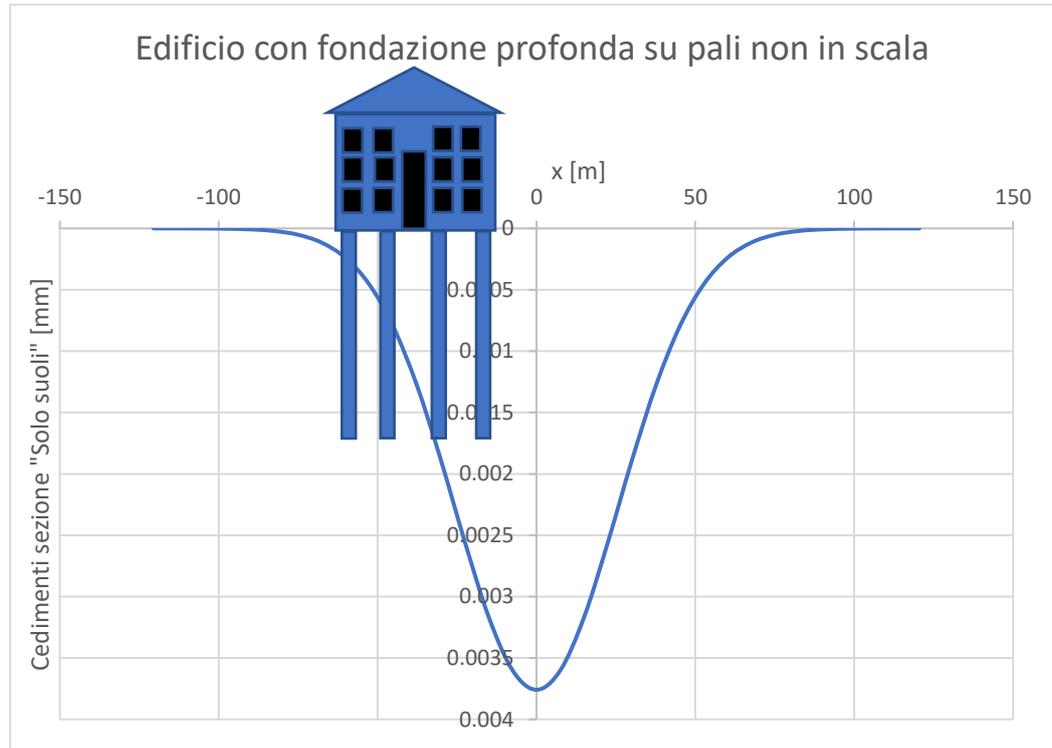


Figura 3.4 Rappresentazione dell'edificio tipo che presenta una fondazione profonda su pali non in scala rispetto ai cedimenti relativi alla sezione in esame

La fondazione nella sezione considerata è composta da quattro pali, e la posizione rispetto all'asse verticale di ciascun palo, la geometria e le caratteristiche sono riportate nella *tabella 3.3*:

C_u [kPa]	100
D [m]	12.05
H [m]	32.8
d [m]	0.5
L_p [m]	20
E_p [Gpa]	30
V_l [%]	0.25

Tabella 3.3 Caratteristiche geometriche e geotecniche dei pali

Dove:

- C_u è la resistenza a taglio non drenata dell'argilla, valutata attraverso i risultati di una prova triassiale UU, non consolidata e non drenata;
- D è il diametro del tunnel;

- H è la profondità dell'asse del tunnel rispetto al piano campagna;
- d è il diametro del singolo palo;
- L_p è la lunghezza del singolo palo;
- E_p è il modulo di elasticità del singolo palo;
- V_l è il volume perso.

Nota la geometria del problema, i parametri del terreno e gli spostamenti indotti dallo scavo, è possibile procedere con la valutazione del rischio di primo livello per l'edificio:

- Valutazione del fattore correttivo L_R :

Il fattore correttivo L_R è quel fattore che permette di utilizzare le carte di progetto, definite per il caso base, anche per il caso in esame.

$$L_R = \frac{\varepsilon_F}{\varepsilon_{FB}} = \frac{0.0908}{0.09} = 1.008$$

3.2

Con:

$$\varepsilon_F = R^2 \varepsilon_0 = 6.025^2 * 0.25\% = 0.0908$$

3.3

$$\varepsilon_0 = V_l$$

3.4

$$\varepsilon_{FB} = 0.09 \text{ (da caso base)}$$

3.5

- Individuazione per ciascun palo degli spostamenti verticali e orizzontali tramite le carte di progetto:

per ciascun palo, nota la distanza dall'asse verticale del tunnel, si valutano tramite le carte di progetto i valori di spostamento verticale e orizzontale e successivamente i valori ottenuti vengono moltiplicati per il coefficiente correttivo L_R . Essendo la profondità del tunnel pari a $H= 32.8$ m, e la lunghezza del palo pari a $L_p= 15$ m, le carte di progetto utilizzate sono quelle relative ai pali corti.

- Palo 1:

Distanza dall'asse verticale del tunnel $x=15.06$ m.

Determinazione spostamento verticale in testa al palo per il caso-tipo v_b :

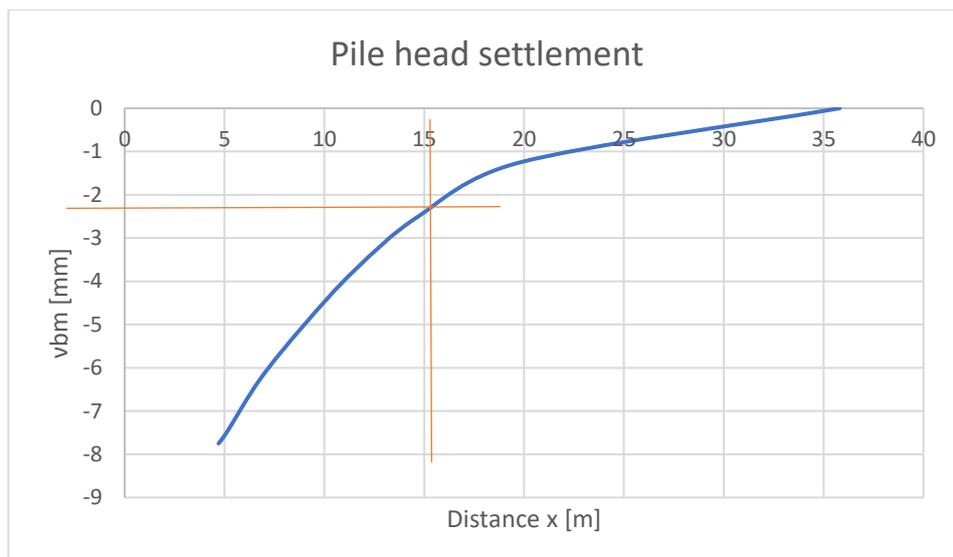


Figura 3.5 Cedimento in testa al palo 1 per il caso base

Dalla carta di progetto, *figura 3.5*, si valuta un cedimento in testa al palo pari a 2.4mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$v_{b\text{palo } 1} = v_{b\text{caso base}} * L_R = 2.4 * 1.008 = 2.42 \text{ mm}$$

Determinazione spostamento orizzontale del palo per il caso-tipo ρ_b :

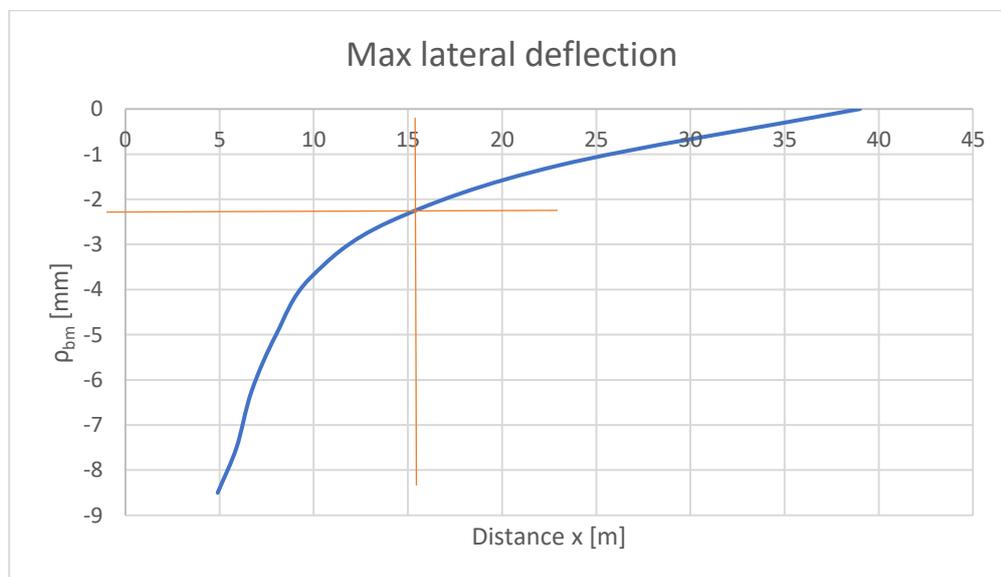


Figura 3.6 Spostamento laterale del palo 1 per il caso base

Dalla carta di progetto, *figura 3.6*, si ricava un valore di spostamento laterale pari a 2.25 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$\rho_{b\text{palo } 1} = \rho_{b\text{caso base}} * L_R = 2.25 * 1.008 = 2.27 \text{ mm}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi al cedimento verticale in testa al palo K_{Cu}^v , K_d^v , $K_{Lp/H}^v$:

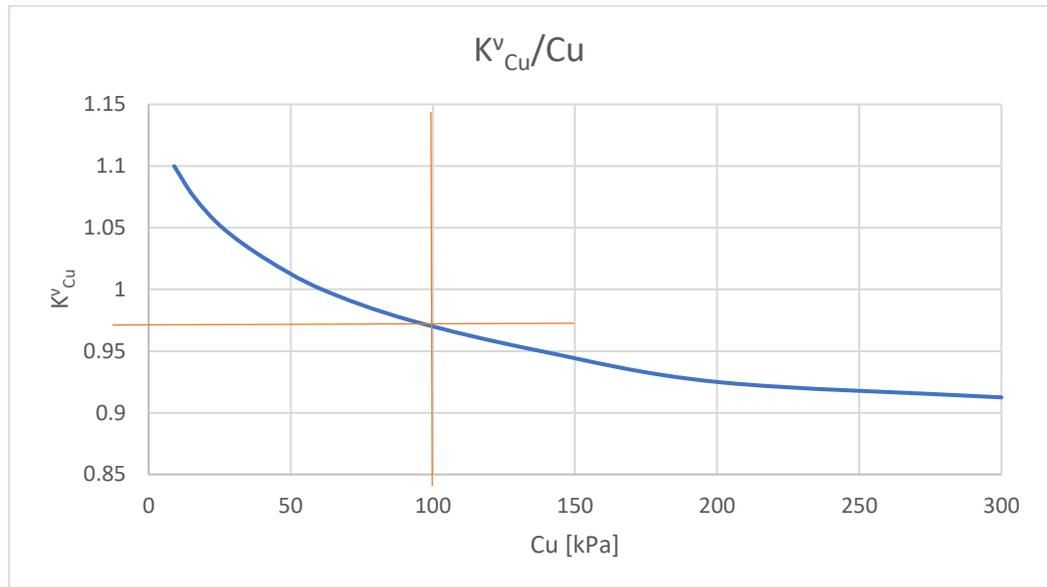


Figura 3.7 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^v = 0.97$, figura 3.7.

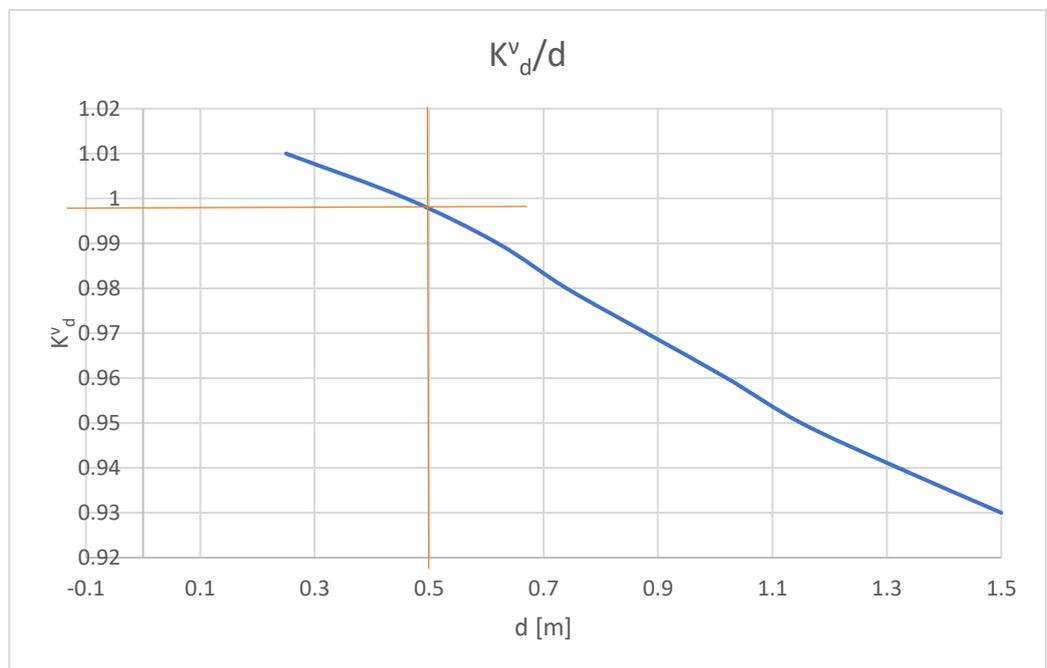


Figura 3.8 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_d^v = 0.998$, figura 3.8.

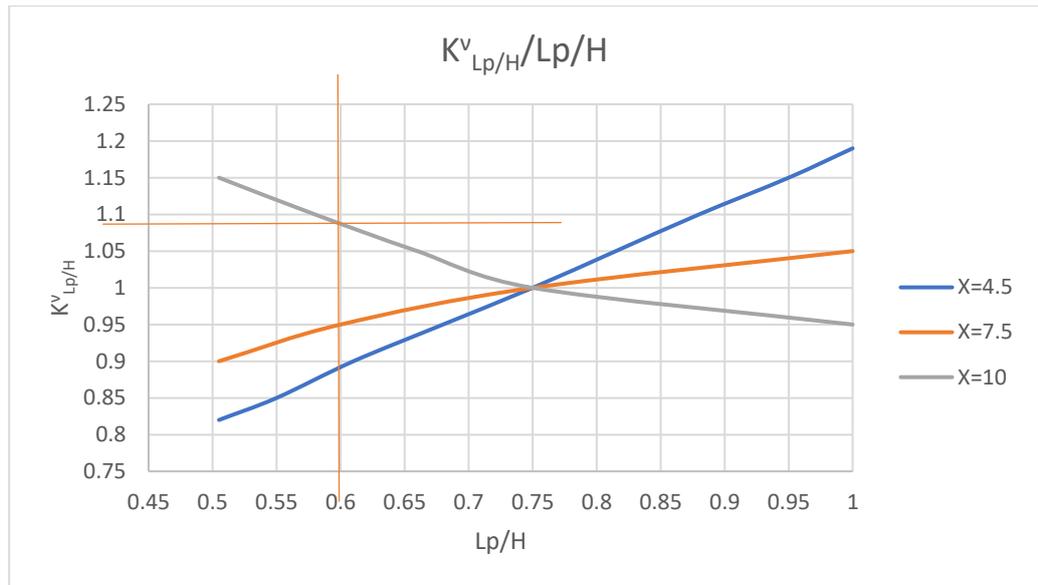


Figura 3.9 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione del rapporto L_p/H

In questo caso essendo la distanza del palo 1 dall'asse verticale della galleria $x = 15.06$ m, si considera la curva relativa a $x=10$.

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K^v_{Lp/H} = 1.09$, figura 3.9.

Calcolo del cedimento verticale massimo in testa al palo 1:

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^v K_d^v K_{Lp/H}^v = 2.42 * 0.97 * 0.998 * 1.09 = 2.55 \text{ mm.}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi alla deformazione laterale del palo

$$K_{Cu}^p, K_d^p, K_{Lp/H}^p :$$

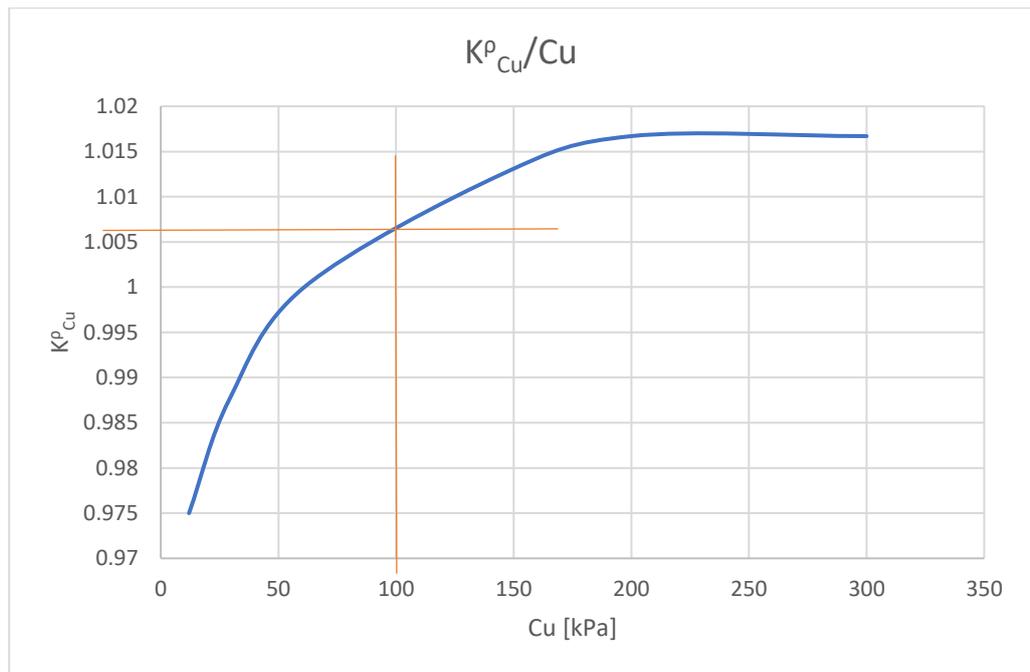


Figura 3.10 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K^p_{Cu} = 1.006$, figura 3.10.

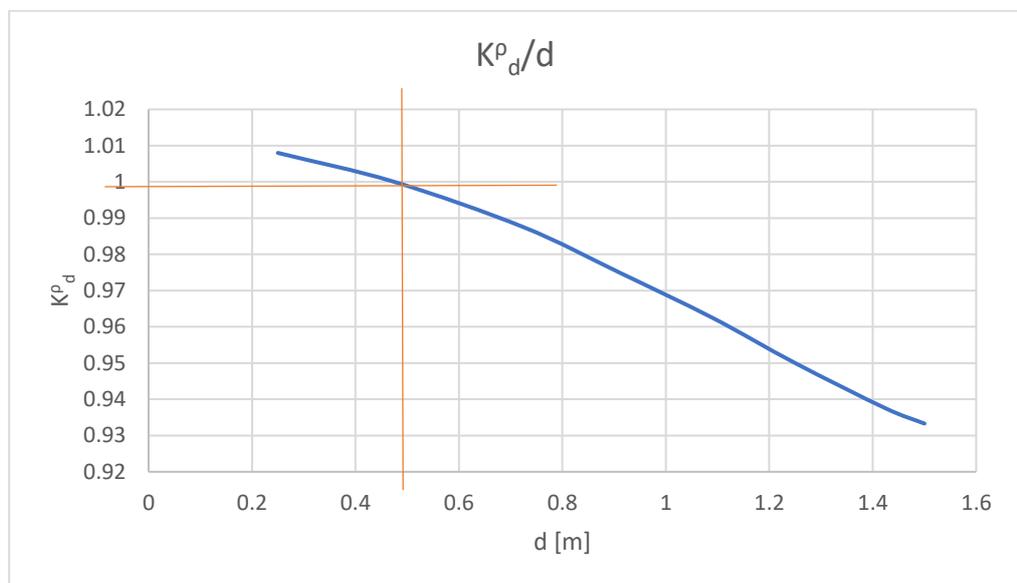


Figura 3.11 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K^p_d = 0.999$, figura 3.11.

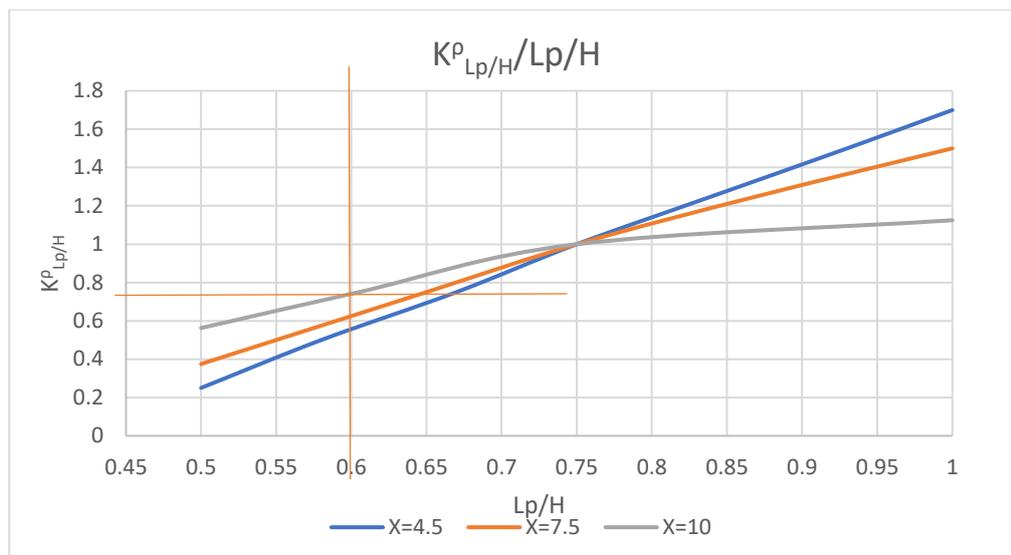


Figura 3.12 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione del rapporto L_p/H

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^rho = 0.75$, figura 3.12.

Calcolo dello spostamento laterale relativo al palo 1:

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^rho K_d^rho K_{Lp/H}^rho = 2.27 * 1.007 * 0.999 * 0.75 = 1.71 \text{ mm.}$$

- Palo 2:

Distanza dall'asse verticale del tunnel $x=19.7 \text{ m}$.

Determinazione spostamento verticale in testa al palo per il caso base v_b :

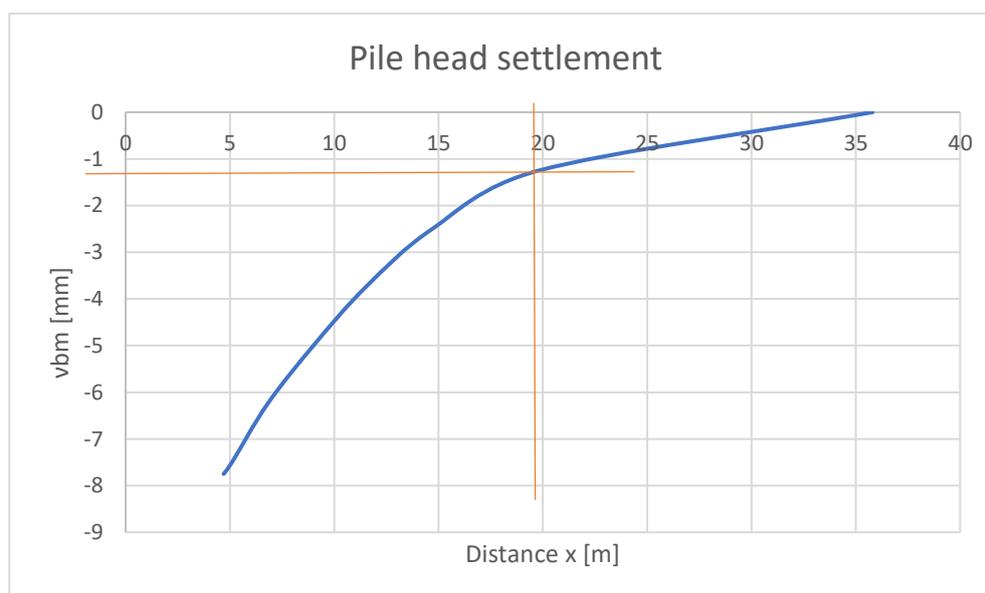


Figura 3.13 Cedimento in testa al palo 2 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.13, si valuta un cedimento in testa al palo pari a 1.2 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$v_b \text{ palo } 2 = v_b \text{ caso base} * L_R = 1.2 * 1.008 = 1.21 \text{ mm}$$

Determinazione spostamento orizzontale del palo per il caso-tipo ρ_b :

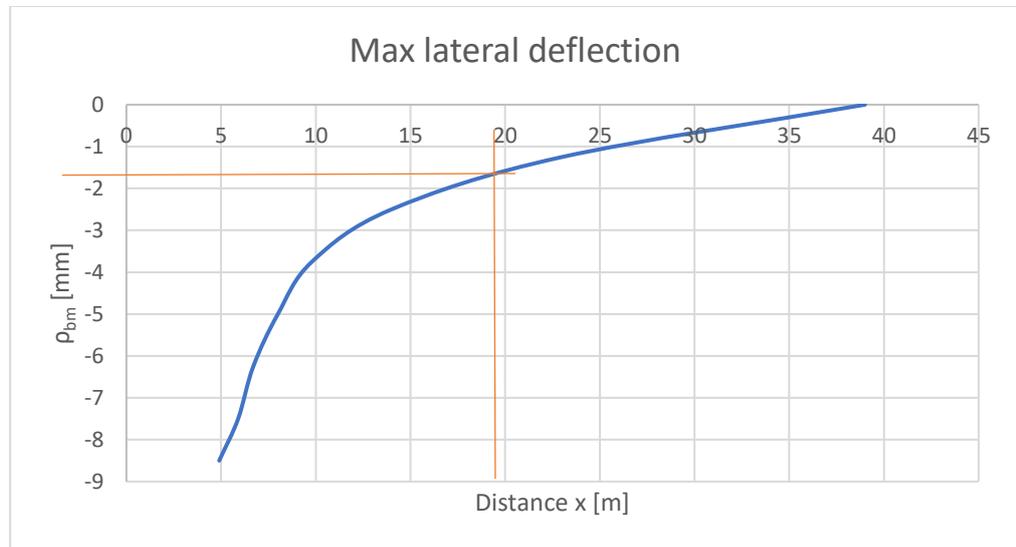


Figura 3.14 Spostamento laterale del palo 2 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.14, si ricava un valore di spostamento laterale pari a 1.8 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$\rho_b \text{ palo } 2 = \rho_b \text{ caso base} * L_R = 1.8 * 1.008 = 1.81 \text{ mm}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi al cedimento verticale in testa al palo $K_{Cu}^v, K_d^v, K_{Lp/H}^v$:

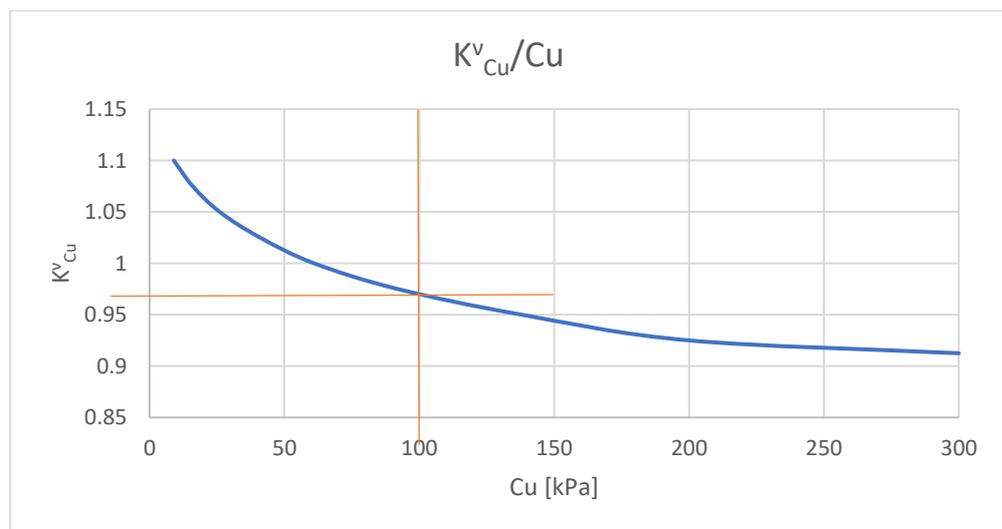


Figura 3.15 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^v = 0.97$, figura 3.15.

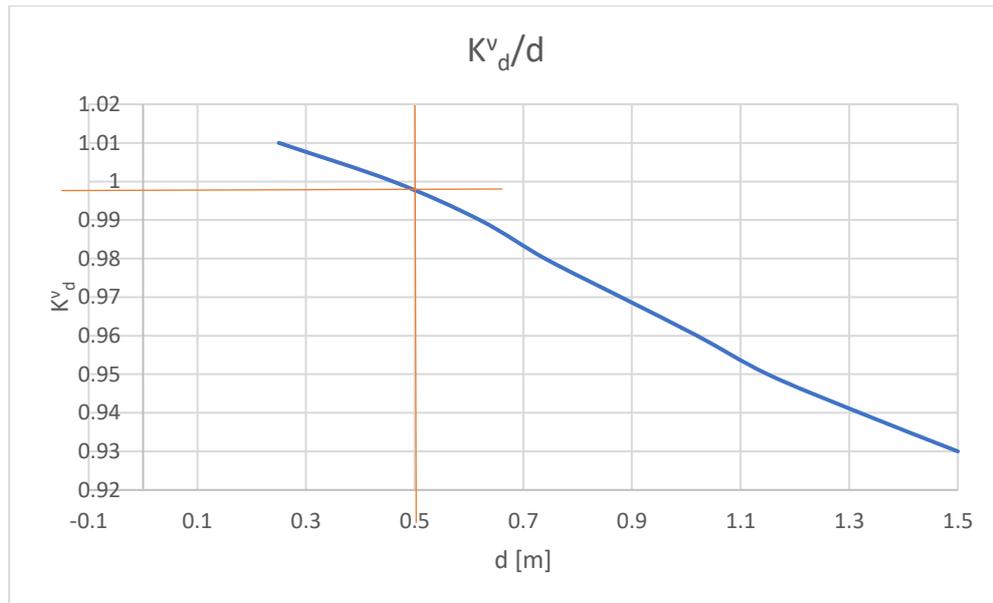


Figura 3.16 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_d^v = 0.998$, figura 3.16.

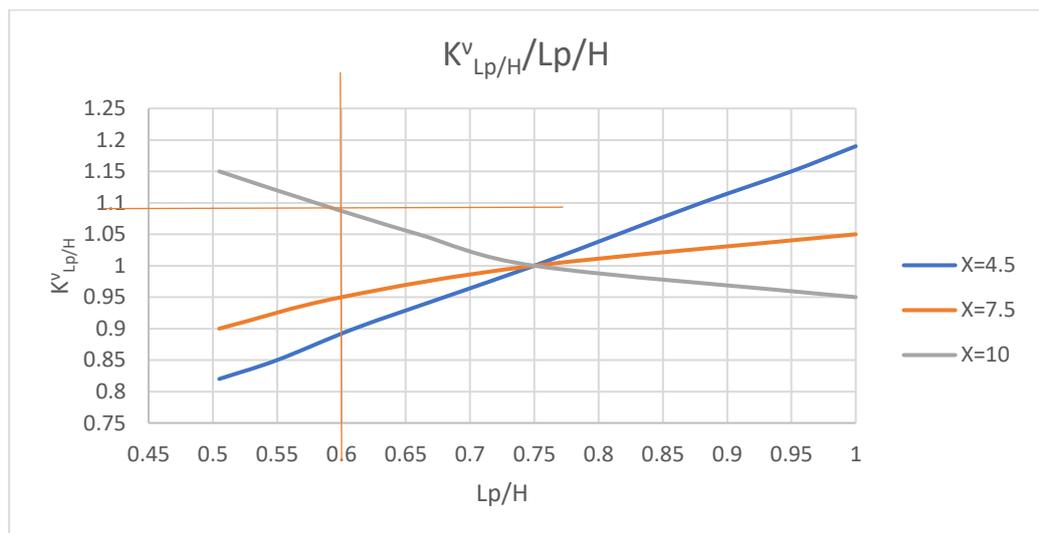


Figura 3.17 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione del rapporto L_p/H

In questo caso essendo la distanza del palo 1 dall'asse verticale della galleria $x = 19.7$ m, si considera la curva relativa a $x=10$.

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^v = 1.09$, figura 3.17.

Calcolo del cedimento verticale massimo in testa al palo 2:

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^v K_d^v K_{Lp/H}^v = 1.21 * 0.97 * 0.998 * 1.09 = 1.28 \text{ mm.}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi alla deformazione laterale del palo

$$K_{Cu}^\rho, K_d^\rho, K_{Lp/H}^\rho :$$

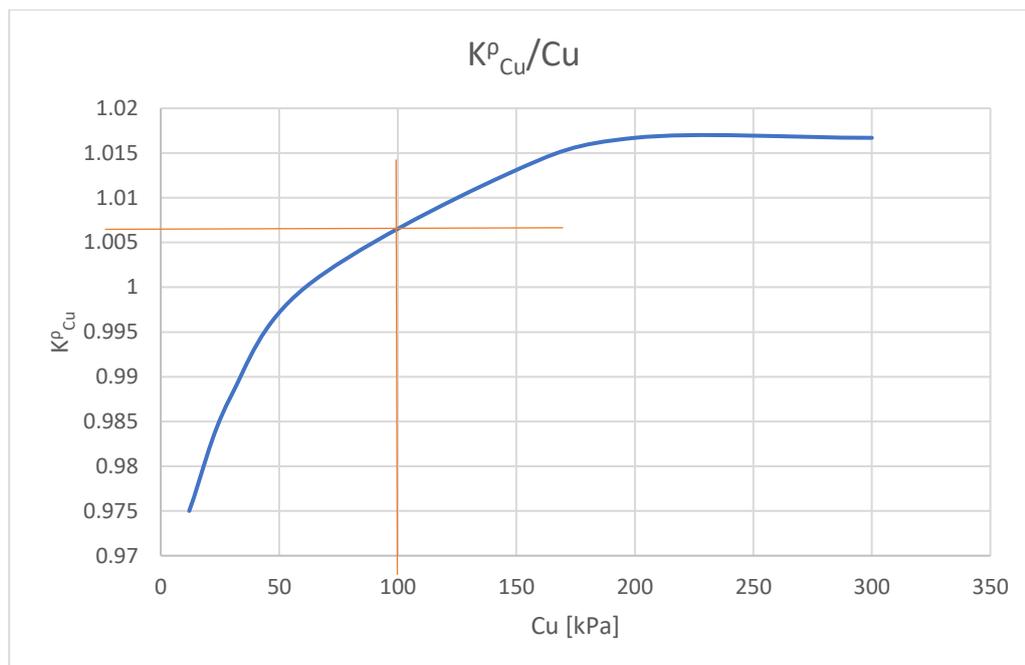


Figura 3.18 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K^p_{Cu} = 1.007$, figura 3.18.

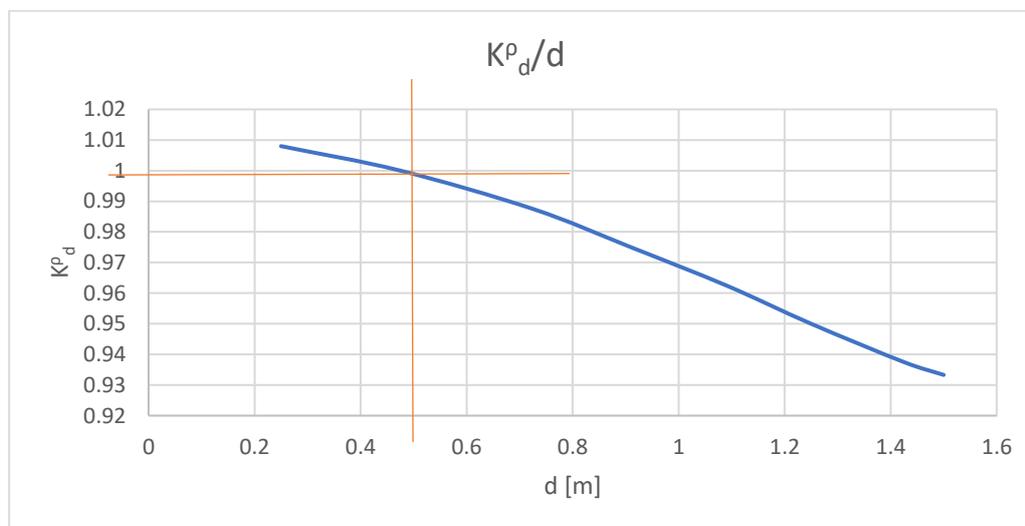


Figura 3.19 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K^p_d = 0.999$, figura 3.19.

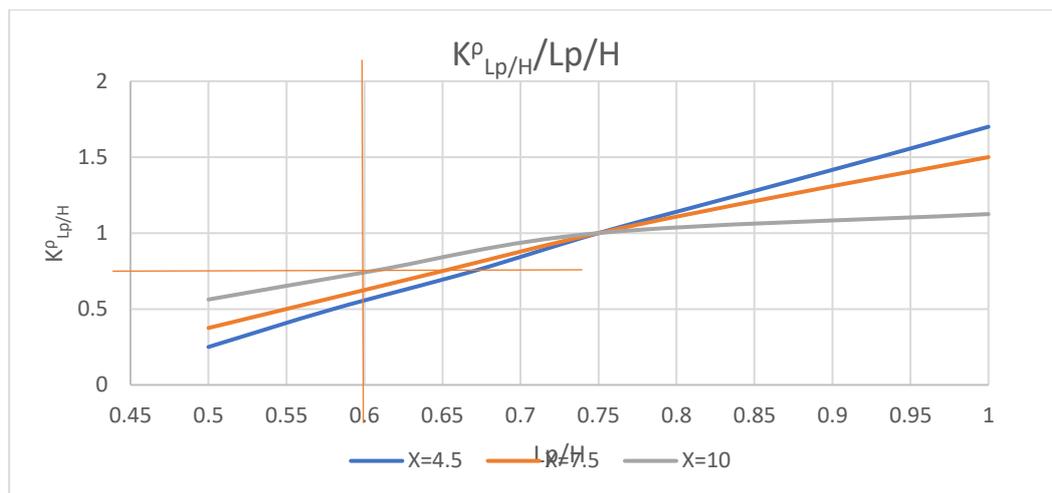


Figura 3.20 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione del rapporto L_p/H

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K^{\rho}_{L_p/H} = 0.75$, figura 3.20.

Calcolo dello spostamento laterale relativo al palo 2:

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^{\rho} K_d^{\rho} K_{L_p/H}^{\rho} = 1.81 * 1.007 * 0.999 * 0.75 = 1.36 \text{ mm.}$$

- Palo 3:

Distanza dall'asse verticale del tunnel $x=24.4$ m.

Determinazione spostamento verticale in testa al palo per il caso-tipo v_b :

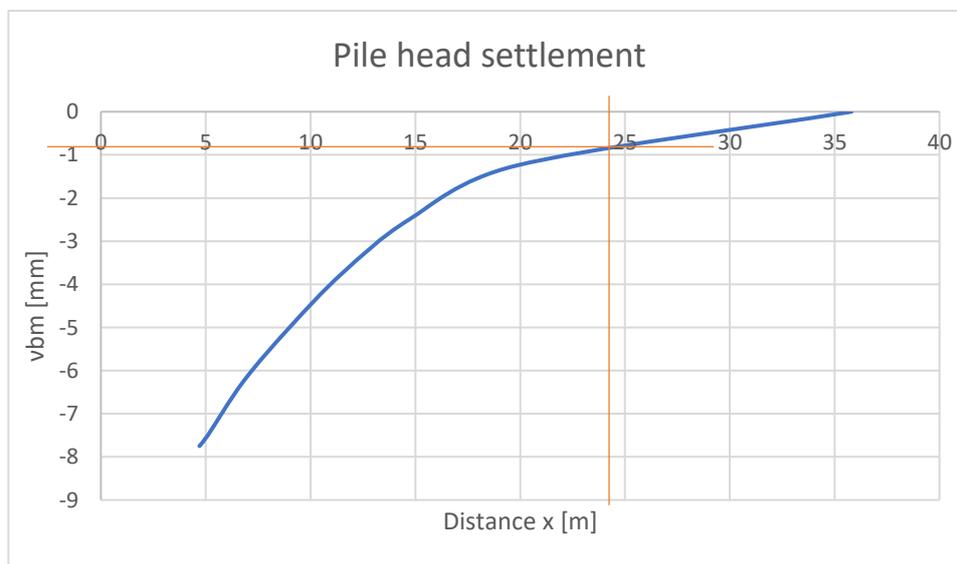


Figura 3.21 Cedimento in testa al palo 3 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.21, si valuta un cedimento in testa al palo pari a 0.9 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$v_{b\text{palo } 3} = v_{b\text{caso base}} * L_R = 0.9 * 1.008 = 0.91 \text{ mm}$$

Determinazione spostamento orizzontale del palo per il caso base ρ_b :

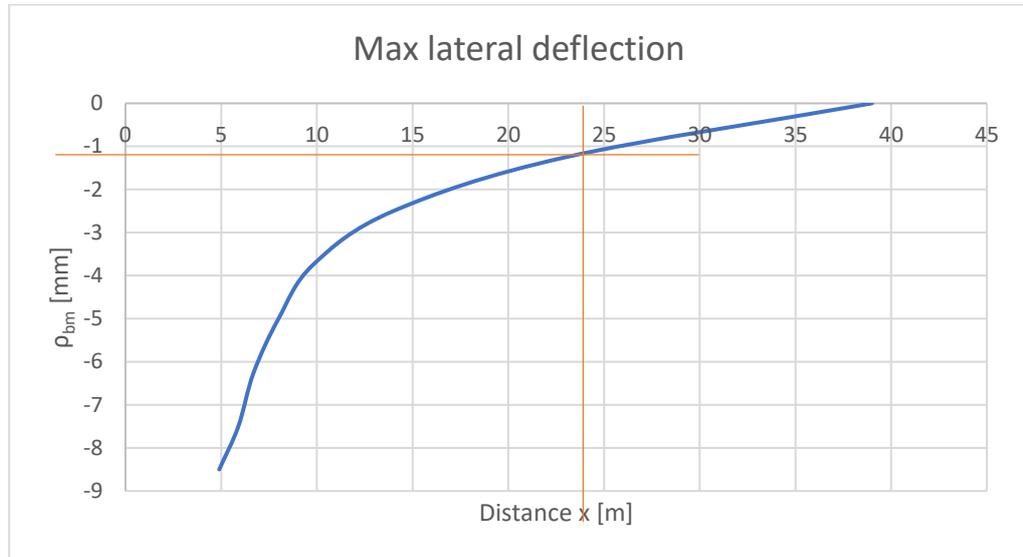


Figura 3.22 Spostamento laterale del palo 3 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.22, si ricava un valore di spostamento laterale pari a 1.1 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$\rho_{b\text{palo } 3} = \rho_{b\text{caso base}} * L_R = 1.1 * 1.008 = 1.11 \text{ mm}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi al cedimento verticale in testa al palo $K_{Cu}^v, K_d^v, K_{Lp/H}^v$:

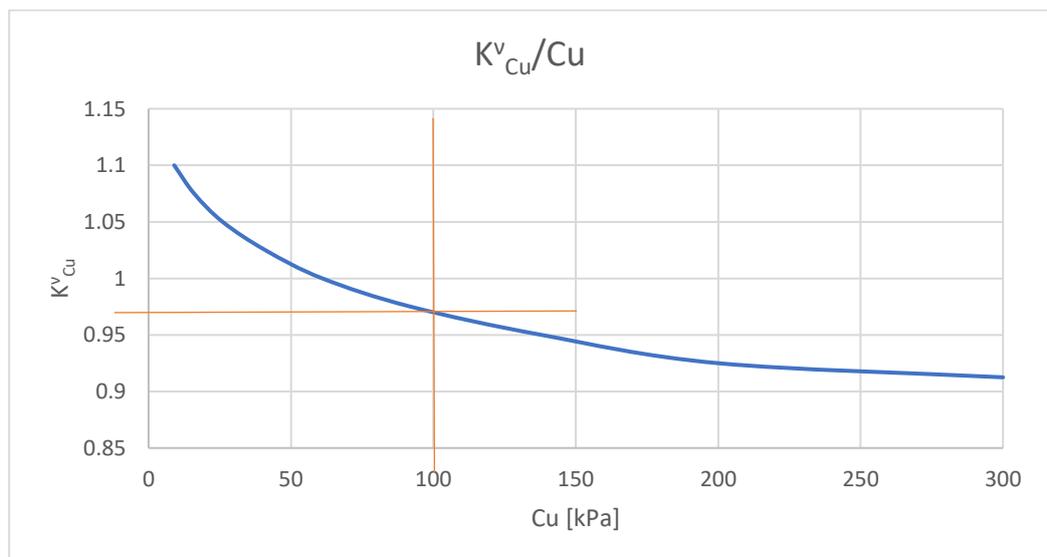


Figura 3.23 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^v = 0.97$, figura 3.23.

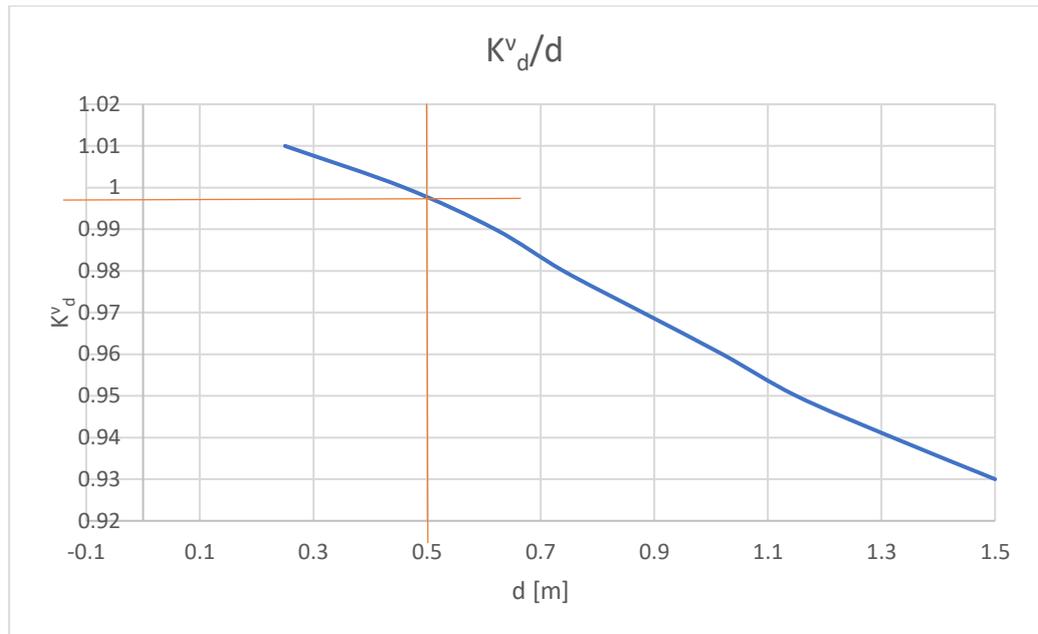


Figura 3.24 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_d^v = 0.998$, figura 3.24.

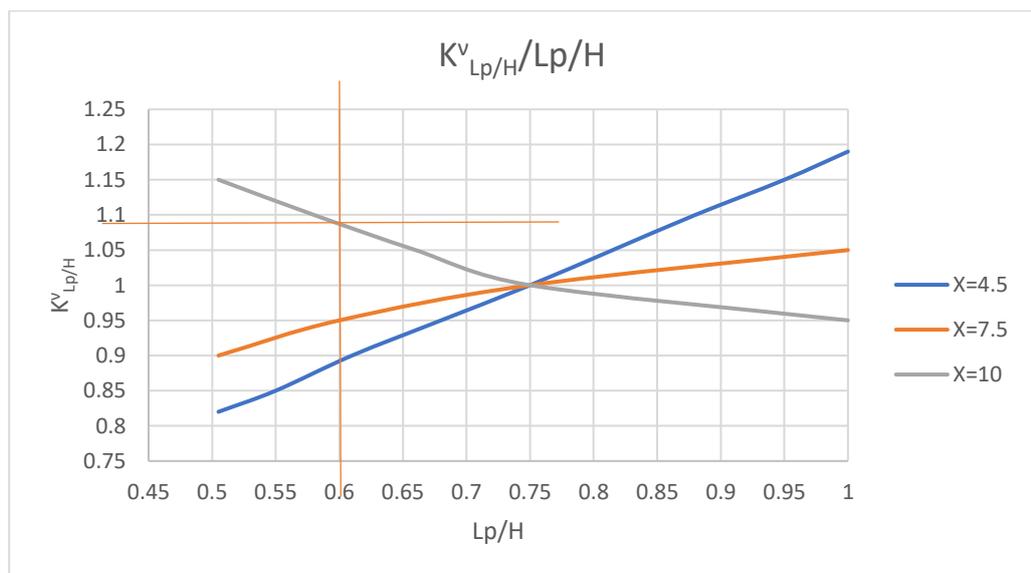


Figura 3.25 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione del rapporto L_p/H

In questo caso essendo la distanza del palo 1 dall'asse verticale della galleria $x = 19.7$ m, si considera la curva relativa a $x=10$.

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^v = 1.09$, figura 3.25.

Calcolo del cedimento verticale massimo in testa al palo 3:

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^v K_d^v K_{Lp/H}^v = 0.91 * 0.97 * 0.998 * 1.09 = 0.96 \text{ mm.}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi alla deformazione laterale del palo

$K_{Cu}^p, K_d^p, K_{Lp/H}^p$:

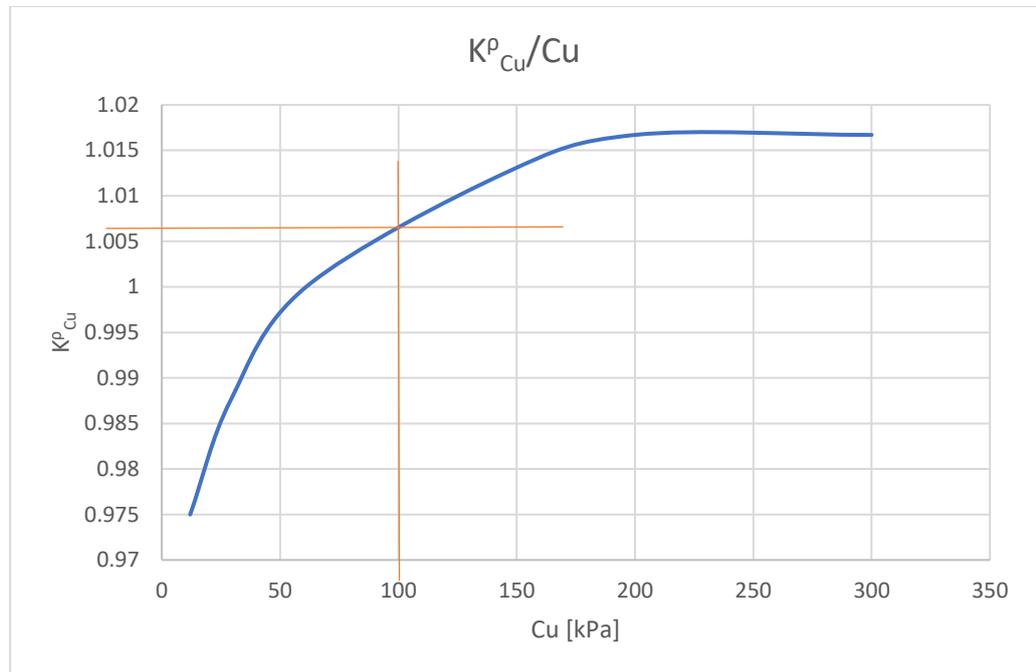


Figura 3.26 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^p = 1.007$, figura 3.26.

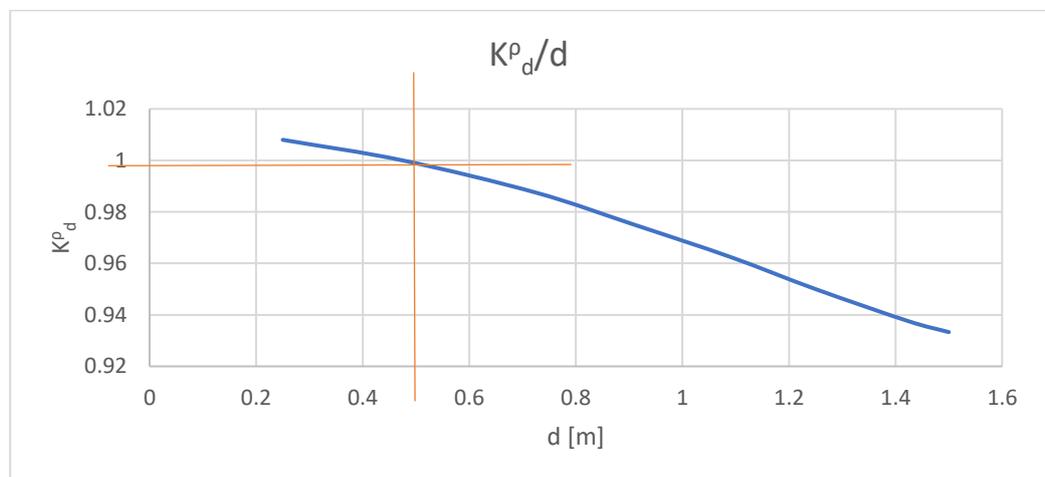


Figura 3.27 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_d^p = 0.999$, figura 3.27.

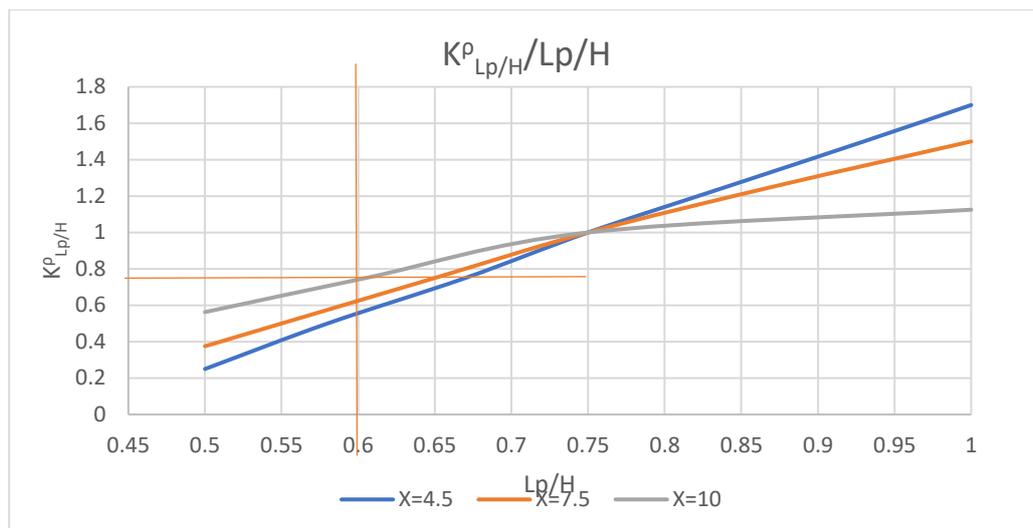


Figura 3.28 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione del rapporto L_p/H

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^rho = 0.75$, figura 3.28.

Calcolo dello spostamento laterale relativo al palo 3:

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^rho K_d^rho K_{Lp/H}^rho = 1.11 * 0.97 * 0.999 * 0.75 = 0.81 \text{ mm.}$$

- Palo 4:

Distanza dall'asse verticale del tunnel $x=29.06 \text{ m}$.

Determinazione spostamento verticale in testa al palo per il caso-tipo v_b :

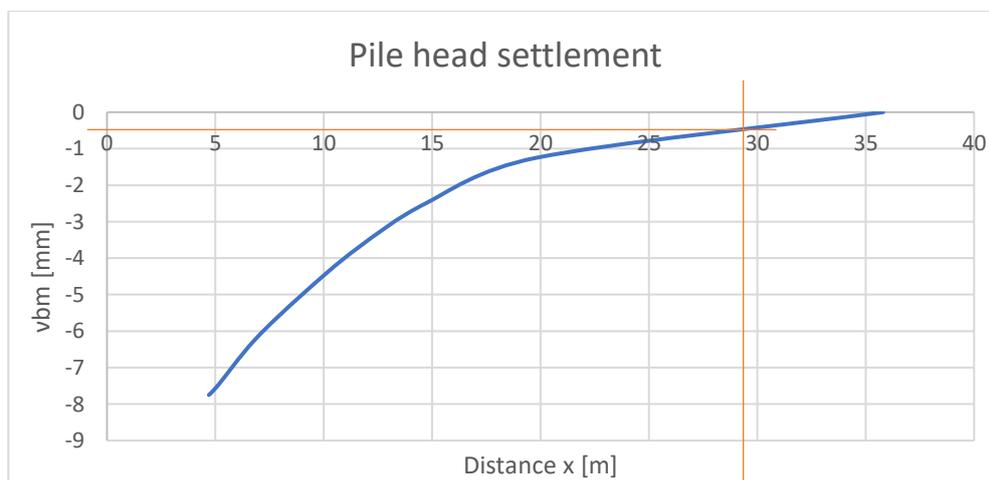


Figura 3.29 Cedimento in testa al palo 4 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.29, si valuta un cedimento in testa al palo pari a 0.5 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$v_{b \text{ palo } 4} = v_{b \text{ caso base}} * L_R = 0.5 * 1.008 = 0.51 \text{ mm}$$

Determinazione spostamento orizzontale del palo per il caso base ρ_b :

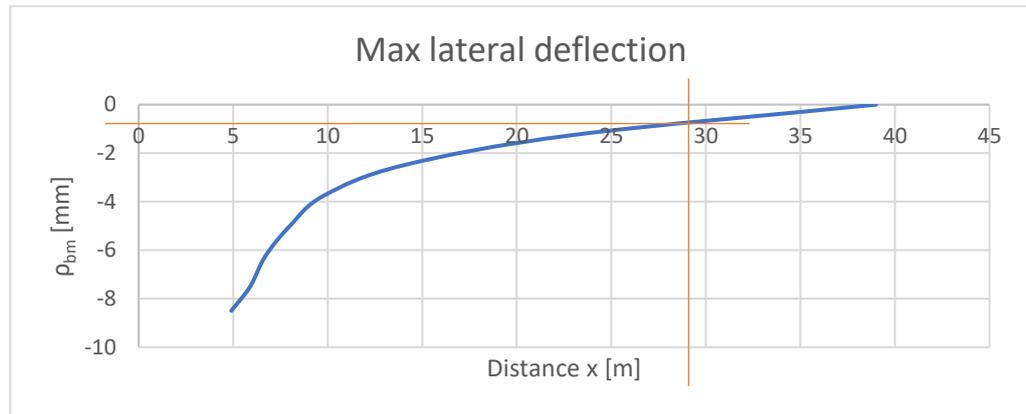


Figura 3.30 Spostamento laterale del palo 4 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.30, si ricava un valore di spostamento laterale pari a 0.8 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$\rho_{b \text{ palo } 4} = \rho_{b \text{ caso base}} * L_R = 0.8 * 1.008 = 0.81 \text{ mm}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi al cedimento verticale in testa al palo $K_{Cu}^v, K_d^v, K_{Lp/H}^v$:

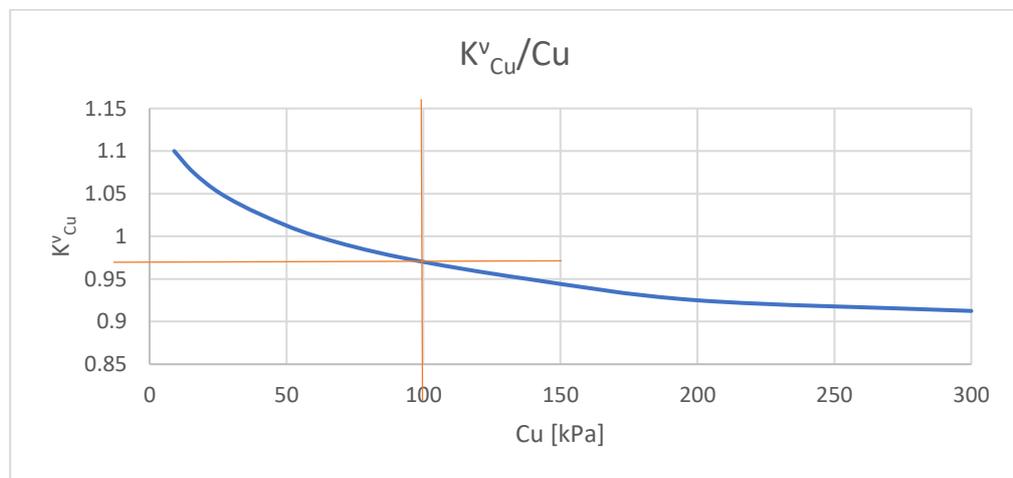


Figura 3.31 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^v = 0.97$, figura 3.31.

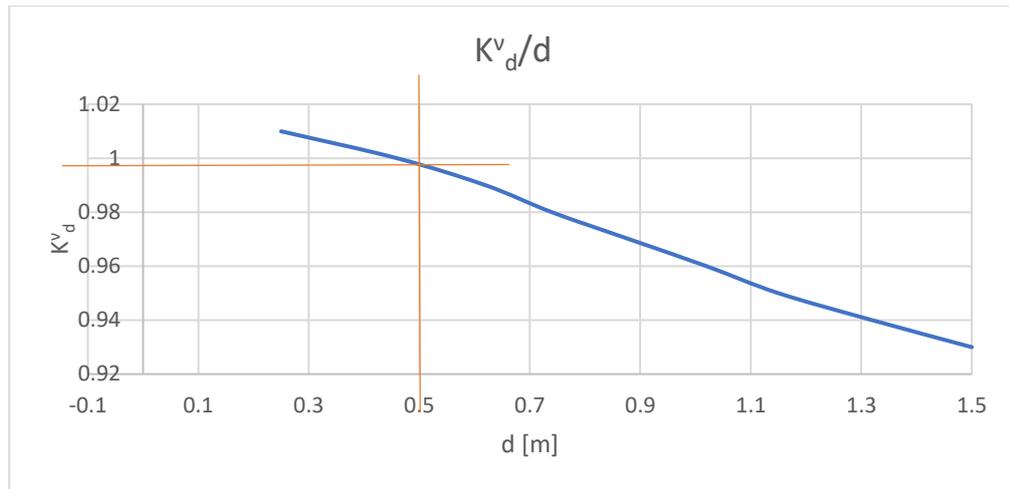


Figura 3.32 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_v^d = 0.998$, figura 3.32.

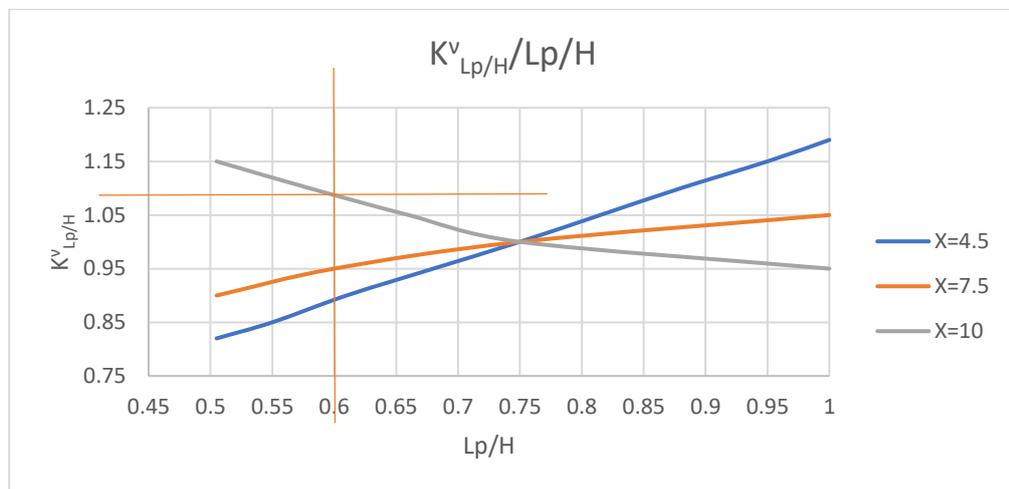


Figura 3.33 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione del rapporto L_p/H

In questo caso essendo la distanza del palo 1 dall'asse verticale della galleria $x = 19.7$ m, si considera la curva relativa a $x=10$.

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^v = 1.09$, figura 3.33.

Calcolo del cedimento verticale massimo in testa al palo 4:

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^v K_d^v K_{Lp/H}^v = 0.51 * 0.97 * 0.998 * 1.09 = 0.54 \text{ mm.}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi alla deformazione laterale del palo

$$K_{Cu}^p, K_d^p, K_{Lp/H}^p :$$

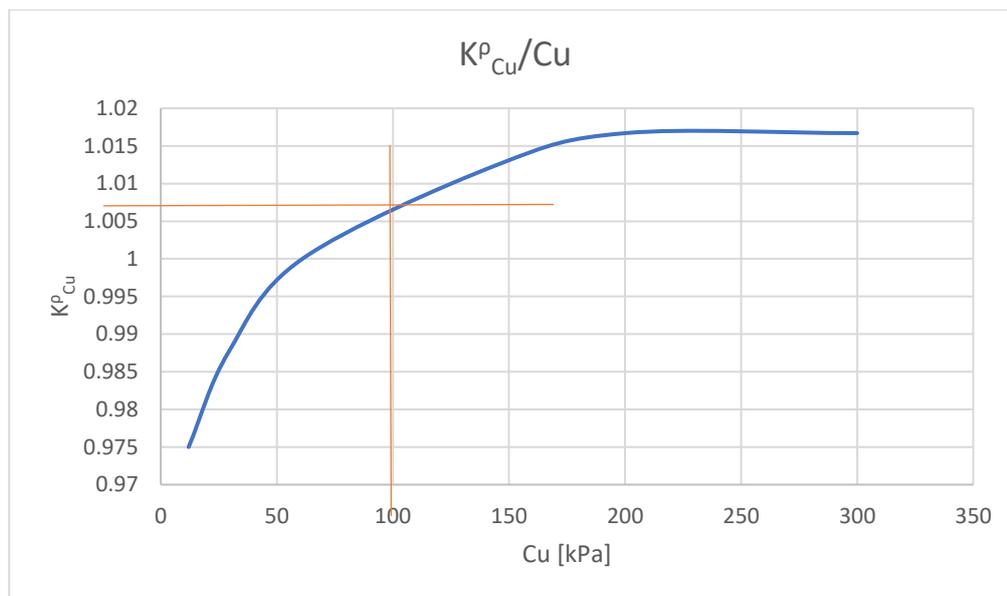


Figura 3.34 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K^p_{Cu} = 1.007$, figura 3.34.

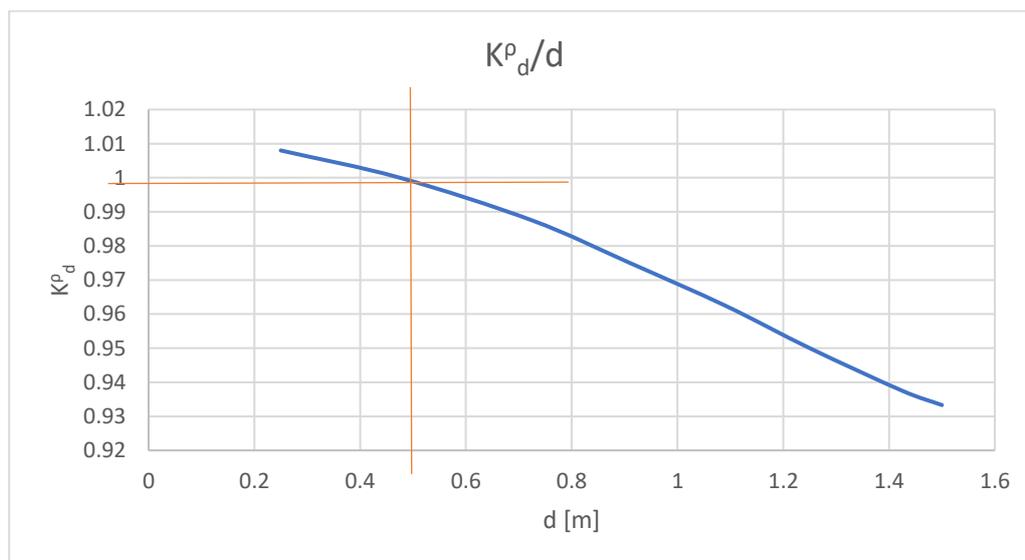


Figura 3.35 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K^p_d = 0.999$, figura 3.35.

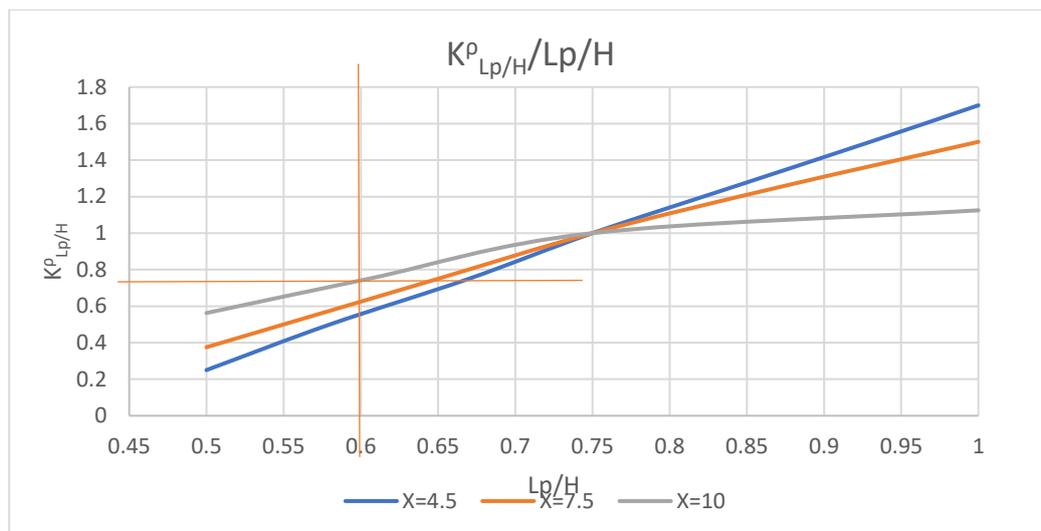


Figura 3.36 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione del rapporto L_p/H

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K^{\rho}_{Lp/H} = 0.75$, figura 3.36.

Calcolo dello spostamento laterale relativo al palo 4:

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^{\rho} K_d^{\rho} K_{Lp/H}^{\rho} = 0.81 * 1.007 * 0.999 * 0.75 = 0.61 \text{ mm.}$$

- Calcolo rotazione rigida dell'edificio β_{max} :

In figura 3.37 è possibile osservare i cedimenti in testa ai 4 pali in funzione della loro posizione, la retta congiungente i cedimenti relativi ai due pali di estremità e il cedimento relativo massimo Δ_{max}

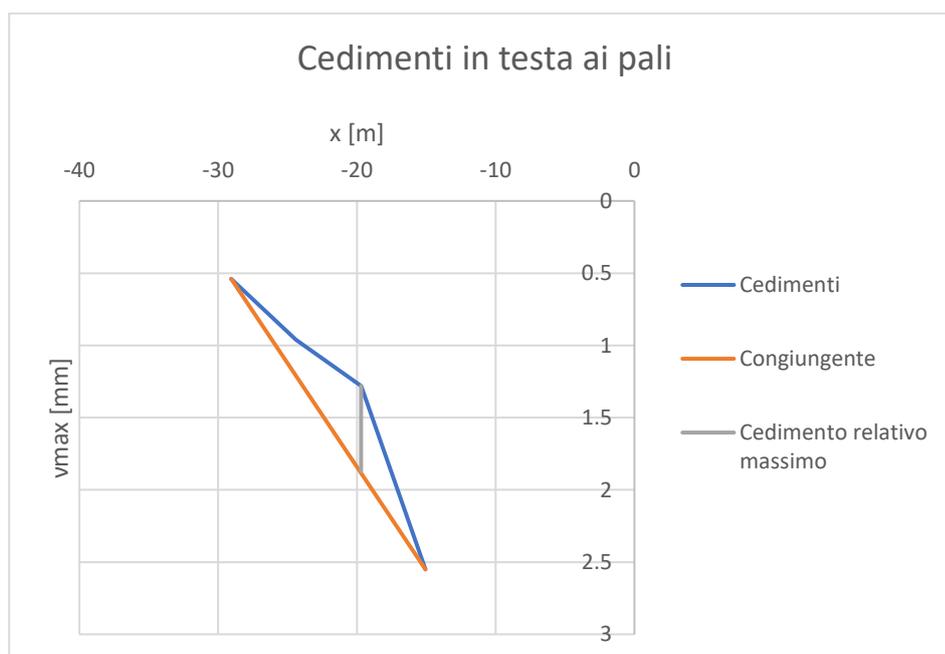


Figura 3.37 Cedimenti di ciascun palo in funzione della distanza, con la retta congiungente tra il cedimento minimo e quello massimo e cedimento relativo massimo

Il cedimento relativo massimo è stato valutato tramite il grafico e vale $\Delta_{\max} = 1.87 \text{ mm}$.

Nota Δ_{\max} a questo punto è possibile valutare la rotazione rigida dell'edificio β_{\max} tramite la seguente formulazione:

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \left(\frac{1 + 4 \frac{E}{G} \frac{H^2}{L^2}}{1 + 6 \frac{E}{G} \frac{H^2}{L^2}} \right)$$

3.6

Dove:

- Δ è il cedimento relativo massimo;
- L è la lunghezza dell'edificio;
- E/G è il rapporto tra il modulo elastico e il modulo di taglio;
- H è l'altezza dell'edificio.

$$\beta = \frac{3 * 0.00187}{14} \left(\frac{1 + 4 * 2.6 * \frac{7.5^2}{14^2}}{1 + 6 * 2.6 * \frac{7.5^2}{14^2}} \right) = 0.000292$$

Nelle seguenti *tabelle 3.4, 3.5*, vengono riportati risultati relativi a ciascun palo e la classe di rischio relativa all'edificio utilizzando la classificazione di Rankin (1988):

Nome	Posizione x [m]	v_{\max} [mm]	ρ_{\max} [mm]	Classe di rischio
Palo 1	-15.06	2.55	1.65	Trascurabile
Palo 2	-19.7	1.28	1.32	Trascurabile
Palo 3	-24.4	0.96	0.81	Trascurabile
Palo 4	-29.06	0.54	0.59	Trascurabile

Tabella 3.4 Spostamenti per ciascun palo e relativa classe di danno secondo rankin (1988)

Edificio	Posizione x [m]	S_v max [mm]	Rotazione β	Classe di rischio
Edificio tipo	-22.06	2.55	0.000292	Trascurabile

Tabella 3.5 Spostamenti dell'edificio e relativa classe di danno secondo classificazione di rankin (1988)

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settlement of building (mm)	Description of risk
1	< 1/500	<10	Negligible: superficial damage unlikely
2	1/500 to 1/200	10 to 50	Slight: possible superficial damage which is unlikely to have structural significance
3	1/200 to 1/50	50 to 75	Moderate: expected superficial damage and possible structural damage to building, possible damage to relatively rigid pipelines
4	> 1/50	> 75	High: expected structural damage to buildings and rigid pipelines or possible damage to other pipelines

Figura 3.38 Classificazione di rankin (1988), Loganathan (2011)

La classificazione di Rankin è basata sul calcolo della rotazione e del cedimento massimo dell'edificio, figura 3.38.

Essendo i cedimenti molto ridotti, il cedimento massimo $S_{vmax} = 2.55 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$ e la rotazione $\beta = 0.000292$, in base alla classificazione di Rankine ne consegue che la classe di rischio da attribuire all'edificio è "Trascurabile", ovvero vi è una scarsa probabilità del verificarsi di danni superficiali.

Ricadendo l'edificio nella classe di rischio più bassa, non è necessario procedere con gli step successivi per la determinazione del rischio e l'analisi può definirsi dunque conclusa.

3.3 Analisi di rischio considerando i cedimenti in superficie maggiorati

Al fine di considerare uno scenario più sfavorevole, viene modificato il valore del volume perso V_1 [%] relativo alla medesima sezione analizzata, ovvero la sezione "Solo suoli", in modo da ottenere un cedimento massimo in superficie pari a 2 cm, ovvero aumentando la subsidenza di un ordine di grandezza.

Il volume perso assunto per realizzare questo scenario risulta pari a $V_1 = 1.35\%$, e la curva di subsidenza che ne consegue viene riportata in *figura 3.39*:

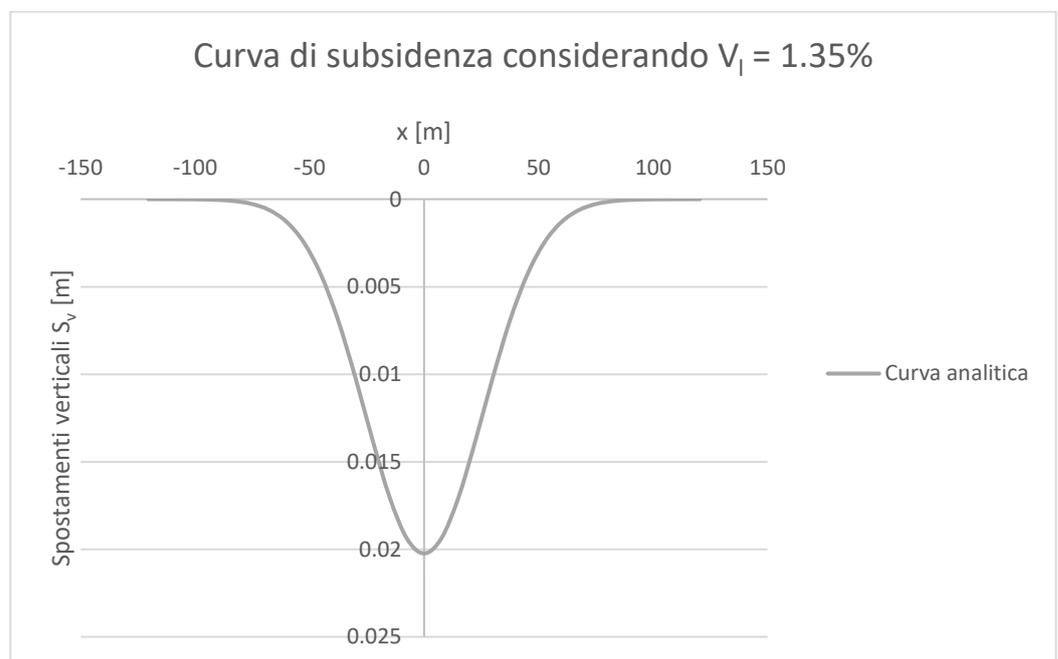


Figura 3.39 Cedimenti per la sezione "Solo suoli" considerando un $V_1=1.35\%$

Edificio con fondazione superficiale

Al fine di applicare il metodo, è stato deciso di considerare lo stesso edificio tipo del caso precedente, che presenta le seguenti proprietà:

- Larghezza $L = 18$ m;
- Altezza $H = 7.5$ m;
- Lunghezza $W = 19$ m;
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$;
- Il rapporto tra il modulo elastico e il modulo di taglio $E/G = 2.6$.

L'edificio è quindi considerato come un singolo blocco di tre piani e presenta fondazioni superficiali.

Dal momento che è un edificio tipo, è possibile collocarlo ad una distanza x dall'asse verticale del tunnel arbitraria; in questo caso si è deciso di posizionarlo in corrispondenza del punto di flesso della curva di subsidenza, con il bordo più lontano posto ad una distanza di -29.6 m dall'asse verticale del tunnel.

In *figura 3.40* viene riportata la geometria completa del problema in esame considerando l'edificio non in scala:

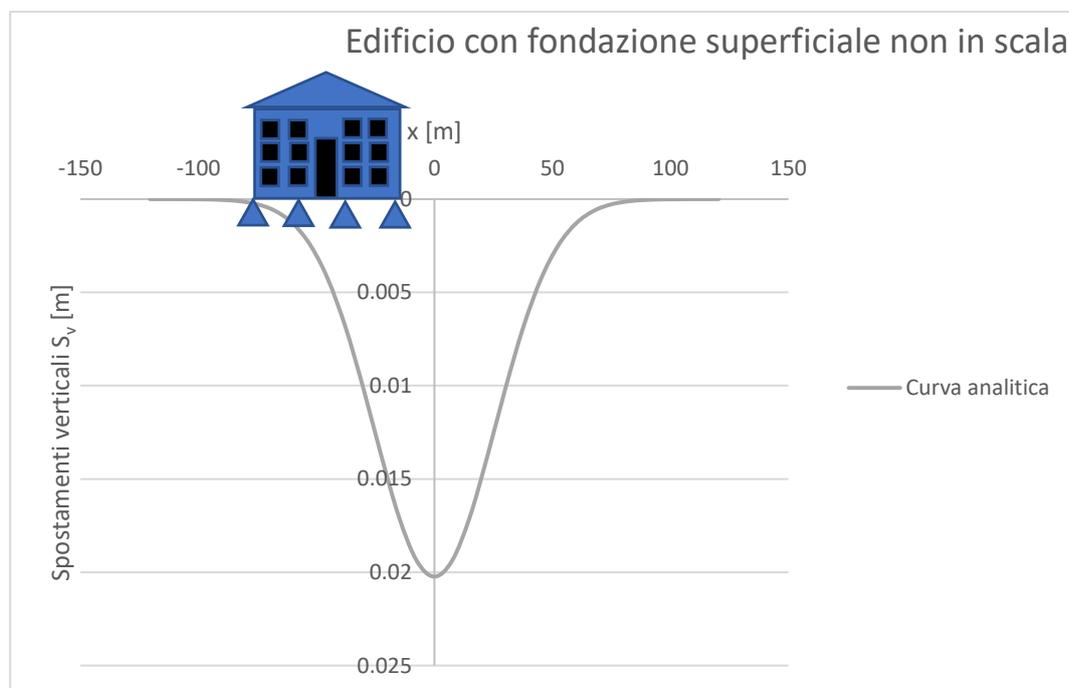


Figura 3.40 Rappresentazione non in scala dell'edificio tipo con fondazione superficiale in relazione ai cedimenti relativi alla sezione in esame con $VI=1.35\%$

La valutazione del rischio di primo livello prevede di determinare i cedimenti che si sviluppano al di sotto dell'edificio e la rotazione rigida di esso.

Per determinare i cedimenti dell'edificio si è deciso di considerare i cedimenti in superficie relativi alla curva analitica valutata considerando un $VI=1.35\%$. Questo perché nello scenario precedente è stato realizzato un modello numerico considerando la presenza dell'edificio e i risultati hanno evidenziato come gli spostamenti in superficie non siano influenzati dalla presenza di un edificio che presenta un carico di bassa intensità, 9 kN/m^2 ovvero 3 kN/m^2 per ogni piano dell'edificio.

Anche in questo caso quindi si sono determinati i cedimenti al di sotto dell'edificio indotti dallo scavo del tunnel ipotizzando che la fondazione sia composta da quattro plinti. Per ogni plinto la posizione e l'entità dei cedimenti vengono riportati nella seguente *tabella 3.6*:

Plinto	x [m]	S _v [mm]
1	-11.6	17
2	-17.6	10.1
3	-23.6	0.2
4	-29.6	0.02

Tabella 3.6 Posizione e valore dei cedimenti per ciascun plinto

Dove:

- x è la posizione del plinto rispetto all'asse verticale della galleria;
- S_v è il cedimento in corrispondenza del plinto.

Nella *figura 3.41* vengono riportati i cedimenti in corrispondenza dei plinti, la congiungente tra il cedimento massimo e minimo e il cedimento relativo:

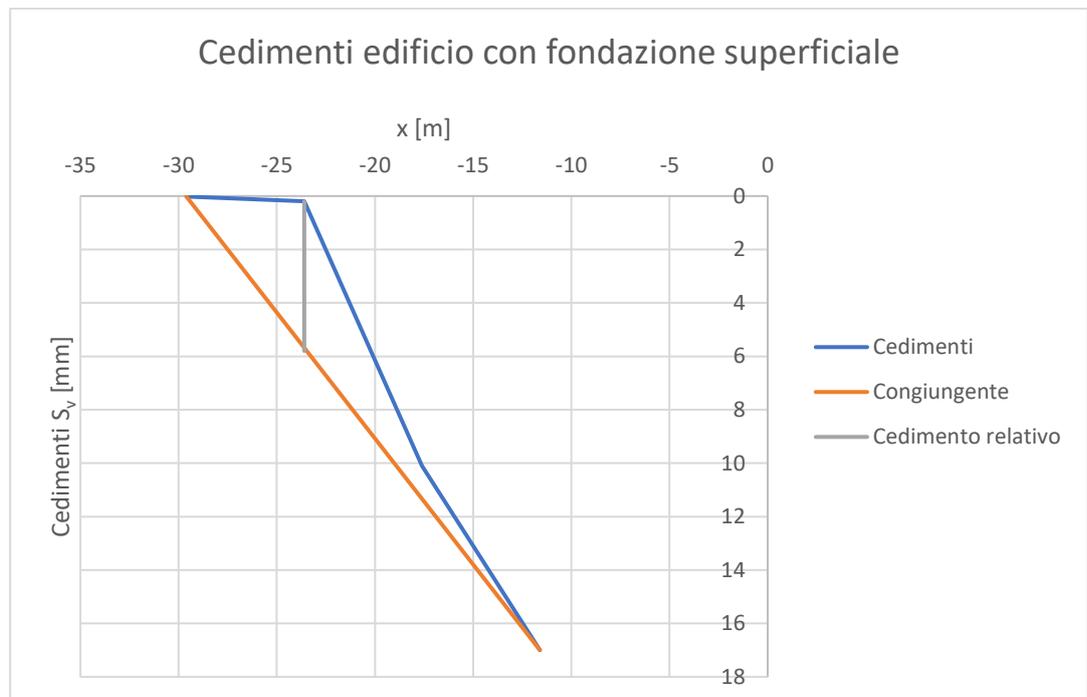


Figura 3.41 Cedimenti e cedimento relativo per l'edificio

Il cedimento relativo Δ risulta pari a 5.78 mm.

Il cedimento massimo risulta invece pari a 17 mm.

La rotazione rigida della fondazione β può essere calcolata tramite la seguente formulazione:

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \left(\frac{1 + 4 \frac{E H^2}{G L^2}}{1 + 6 \frac{E H^2}{G L^2}} \right)$$

3.7

Dove:

- Δ è il cedimento relativo massimo;
- L è la lunghezza dell'edificio;
- E/G è il rapporto tra il modulo elastico e il modulo di taglio;
- H è l'altezza dell'edificio.

$$\beta = \frac{3 * 0.00578}{18} \left(\frac{1 + 4 * 2.6 * \frac{7.5^2}{18^2}}{1 + 6 * 2.6 * \frac{7.5^2}{18^2}} \right) = 0.0008$$

Ricapitolando, per l'edificio in questione si ha, *tabella 3.8*:

Sv max [mm]	β	Classe di rischio secondo Rankin
17	0.0008	Trascurabile

Tabella 3.7 Classe di rischio di danno secondo la classificazione di Rankin

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settlement of building (mm)	Description of risk
1	< 1/500	<10	Negligible: superficial damage unlikely
2	1/500 to 1/200	10 to 50	Slight: possible superficial damage which is unlikely to have structural significance
3	1/200 to 1/50	50 to 75	Moderate: expected superficial damage and possible structural damage to building, possible damage to relatively rigid pipelines
4	> 1/50	> 75	High: expected structural damage to buildings and rigid pipelines or possible damage to other pipelines

Figura 3.42 Classificazione di Rankin, Loganathan (2011)

La classe di rischio di danno risulta essere "Leggera" in quanto il cedimento massimo è inferiore a 50 mm e la rotazione β è inferiore a 1/500.

Dal momento che la classe di rischio di primo livello risulta essere "Leggera" l'edificio non risente dello scavo del tunnel e si può interrompere a questo step l'analisi di rischio.

Edificio fondato su pali

Per questa situazione si è deciso di considerare lo stesso edificio fittizio utilizzato nel caso precedente, solamente che ora l'edificio risulta fondato su pali come riportato in *figura 3.43*.

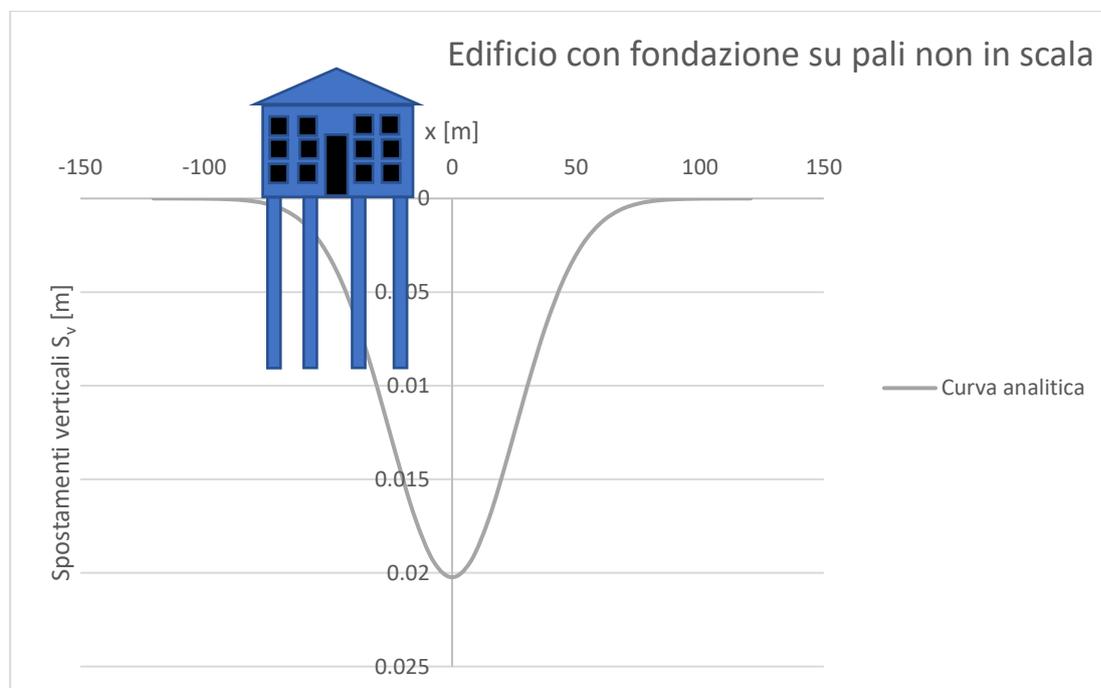


Figura 3.43 Rappresentazione dell'edificio tipo che presenta una fondazione profonda su pali non in scala rispetto ai cedimenti relativi alla sezione in esame con $V_I=1.35\%$

La fondazione è composta da quattro pali, e la posizione rispetto all'asse verticale di ciascun palo, la geometria e le caratteristiche sono riportate nella *tabella 3.9*:

C_u [kPa]	100
D [m]	12.05
H [m]	32.8
d [m]	0.5
L_p [m]	20
E_p [Gpa]	30
V_I [%]	1.35

Tabella 3.8 Caratteristiche geometriche e geotecniche dei pali

Dove:

- C_u è la resistenza a taglio non drenata dell'argilla, valutata attraverso i risultati di una prova triassiale UU, non consolidata e non drenata;
- D è il diametro del tunnel;
- H è la profondità dell'asse del tunnel rispetto al piano campagna;

- d è il diametro del singolo palo;
- L_p è la lunghezza del singolo palo;
- E_p è il modulo di elasticità del singolo palo;
- V_l è il volume perso.

Nota la geometria del problema, i parametri del terreno e gli spostamenti indotti dallo scavo, è possibile procedere con la valutazione del rischio di danno di primo livello per l'edificio:

- Valutazione del fattore correttivo L_R :

Il fattore correttivo L_R è quel fattore che permette di utilizzare le carte di progetto, definite per il caso base, anche per il caso in esame.

$$L_R = \frac{\varepsilon_F}{\varepsilon_{FB}} = \frac{0.49}{0.09} = 5.45$$

3.8

Con:

$$\varepsilon_F = R^2 \varepsilon_0 = 6.025^2 * 1.35\% = 0.49$$

3.9

$$\varepsilon_0 = V_l$$

3.10

$$\varepsilon_{FB} = 0.09 \text{ (da caso base)}$$

3.11

- Individuazione per ciascun palo degli spostamenti verticali e orizzontali tramite le carte di progetto:

Per ciascun palo, nota la distanza dall'asse verticale del tunnel, si valutano tramite le carte di progetto i valori di spostamento verticale e orizzontale e successivamente i valori ottenuti vengono moltiplicati per il coefficiente correttivo L_R . Essendo la profondità del tunnel pari a $H= 32.8$ m, e la lunghezza del palo pari a $LP= 15$ m, le carte di progetto utilizzate sono quelle relative ai pali corti.

- Palo 1:

Distanza dall'asse verticale del tunnel $x=15.06$ m.

Determinazione spostamento verticale in testa al palo per il caso base v_b :

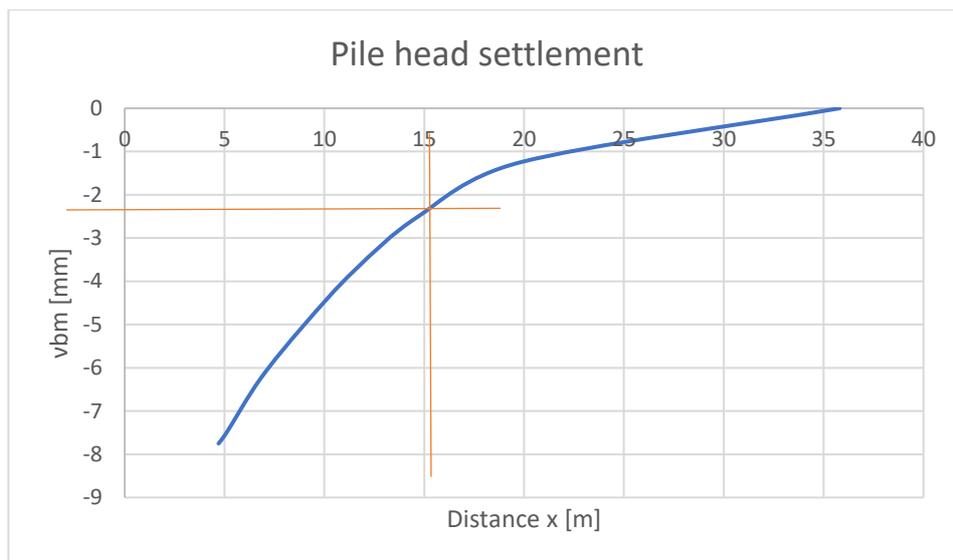


Figura 3.44 Cedimento in testa al palo 1 per il caso base

Dalla carta di progetto, *figura 3.44*, si valuta un cedimento in testa al palo pari a 2.4mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$v_{b\text{palo } 1} = v_{b\text{caso base}} * L_R = 2.4 * 5.45 = 13.06 \text{ mm}$$

Determinazione spostamento orizzontale del palo per il caso base ρ_b :

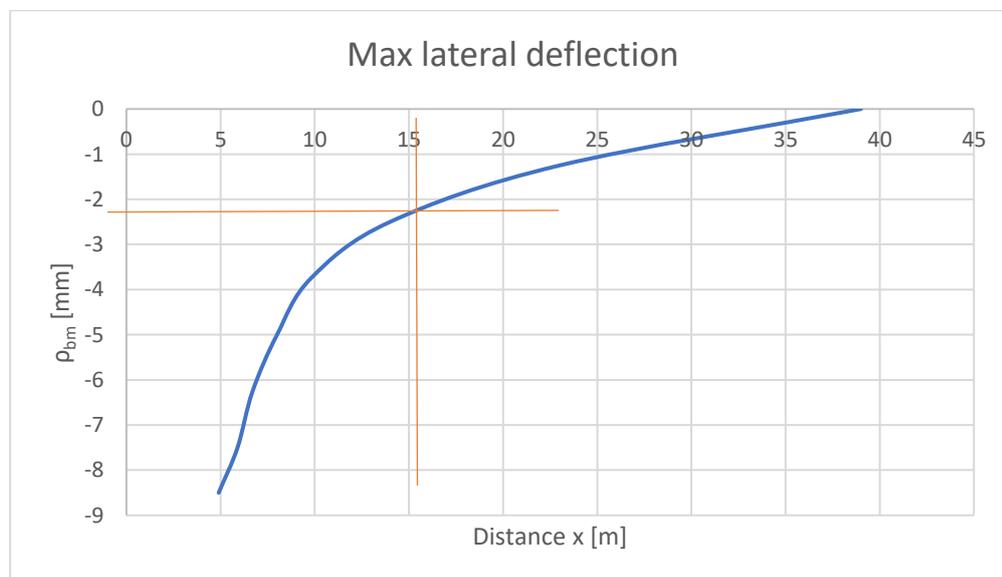


Figura 3.45 Spostamento laterale del palo 1 per il caso base

Dalla carta di progetto, *figura 3.45*, si ricava un valore di spostamento laterale pari a 2.25 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$\rho_{b\text{palo } 1} = \rho_{b\text{caso base}} * L_R = 2.25 * 5.45 = 12.27 \text{ mm}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi al cedimento verticale in testa al palo $K_{Cu}^v, K_d^v, K_{Lp/H}^v$:

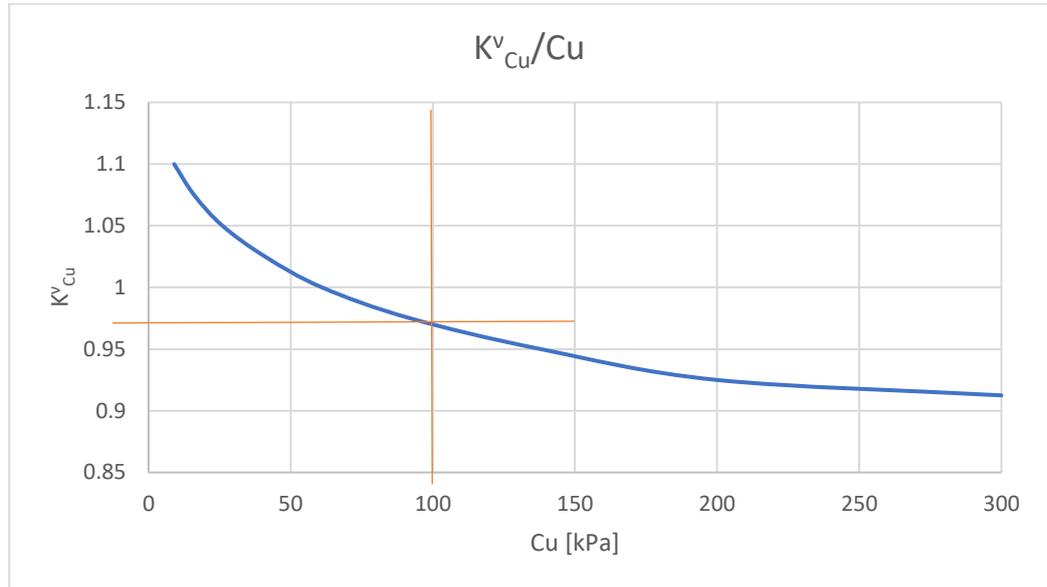


Figura 3.46 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^v = 0.97$, figura 3.46.

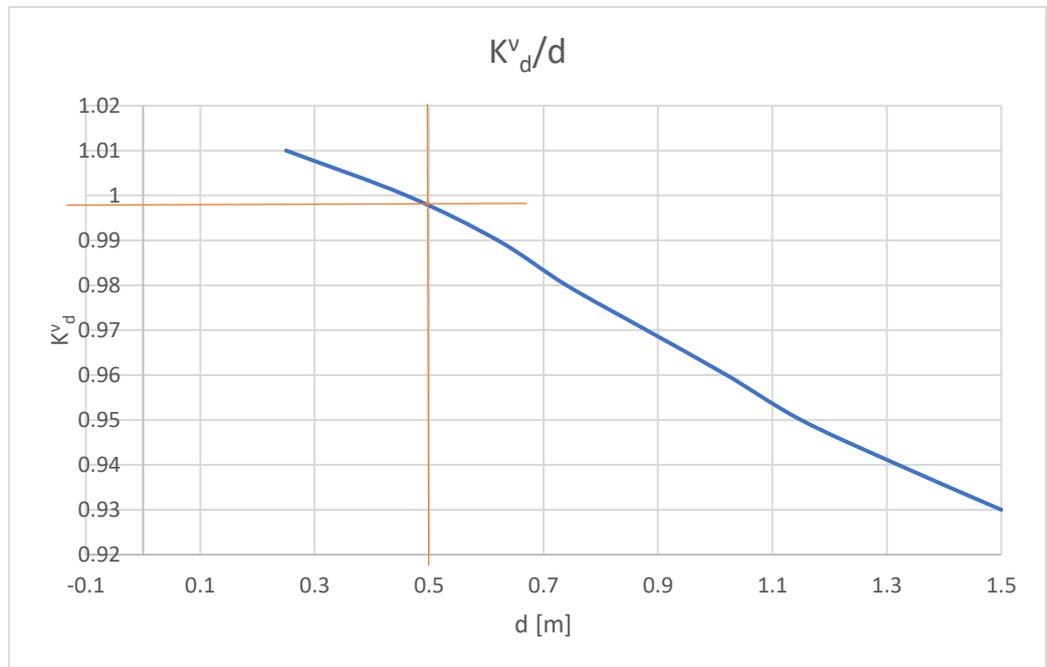


Figura 3.47 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_d^v = 0.998$, figura 3.47.

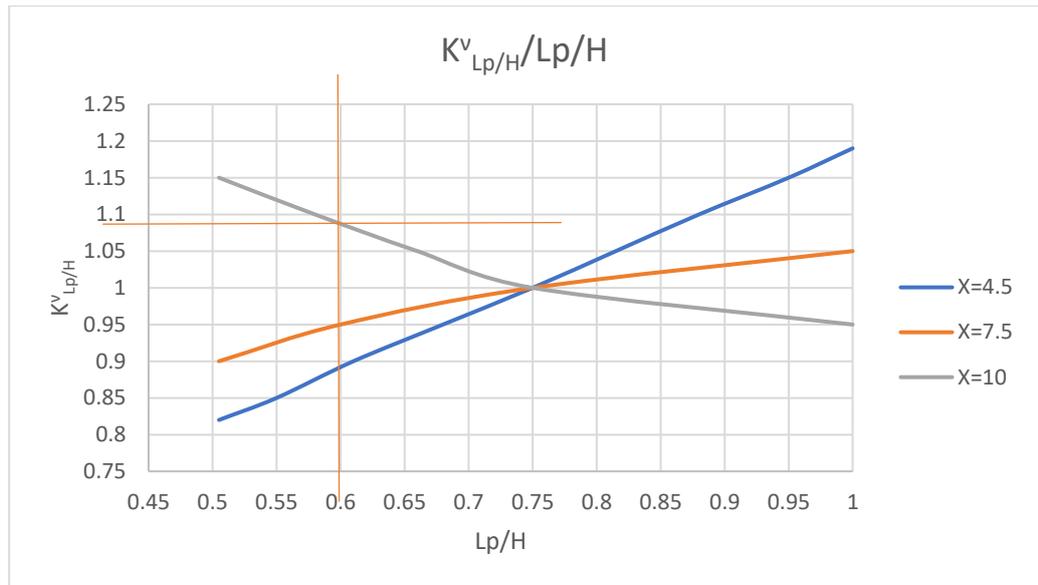


Figura 3.48 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 1 in funzione del rapporto L_p/H

In questo caso essendo la distanza del palo 1 dall'asse verticale della galleria $x = 15.06$ m, si considera la curva relativa a $x=10$.

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^v = 1.09$, figura 3.48.

Calcolo del cedimento verticale massimo in testa al palo 1:

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^v K_d^v K_{Lp/H}^v = 13.06 * 0.97 * 0.998 * 1.09 = 13.78 \text{ mm.}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi alla deformazione laterale del palo

$$K_{Cu}^p, K_d^p, K_{Lp/H}^p :$$

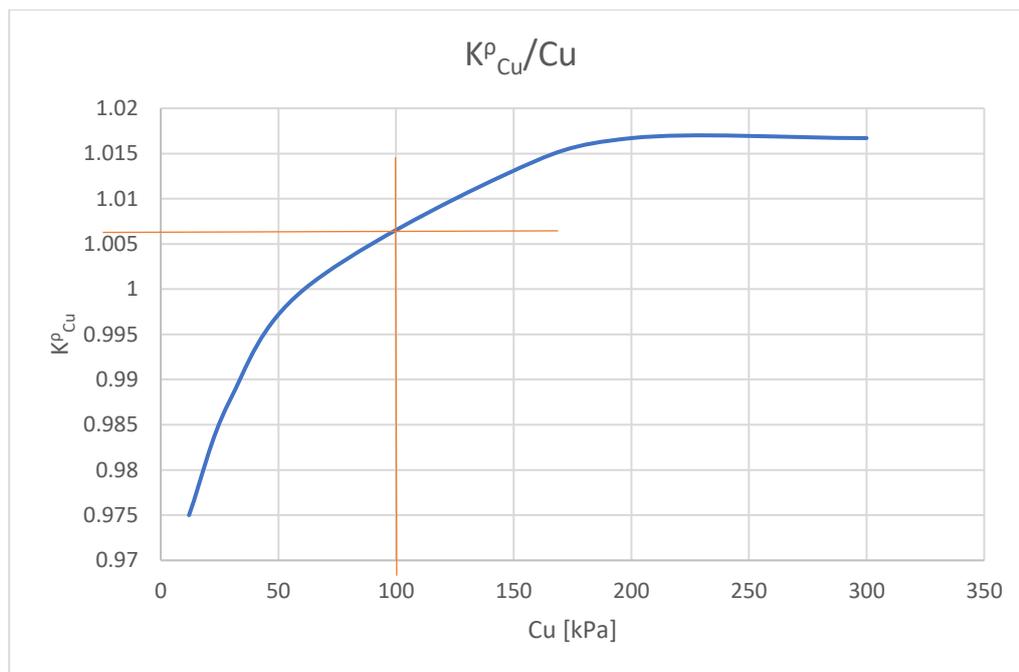


Figura 3.49 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K^p_{Cu} = 1.006$, figura 3.49.

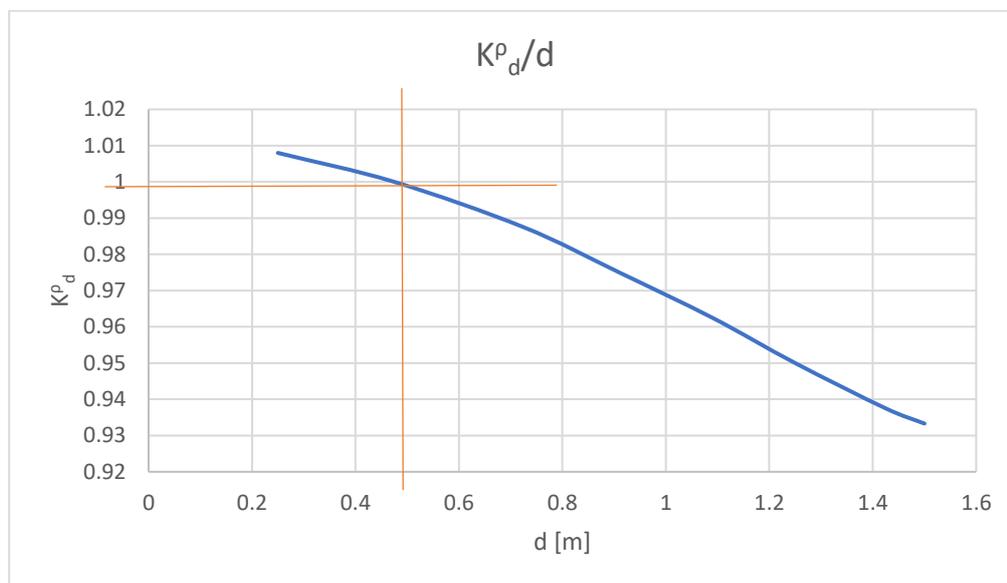


Figura 3.50 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K^p_d = 0.999$, figura 3.50.

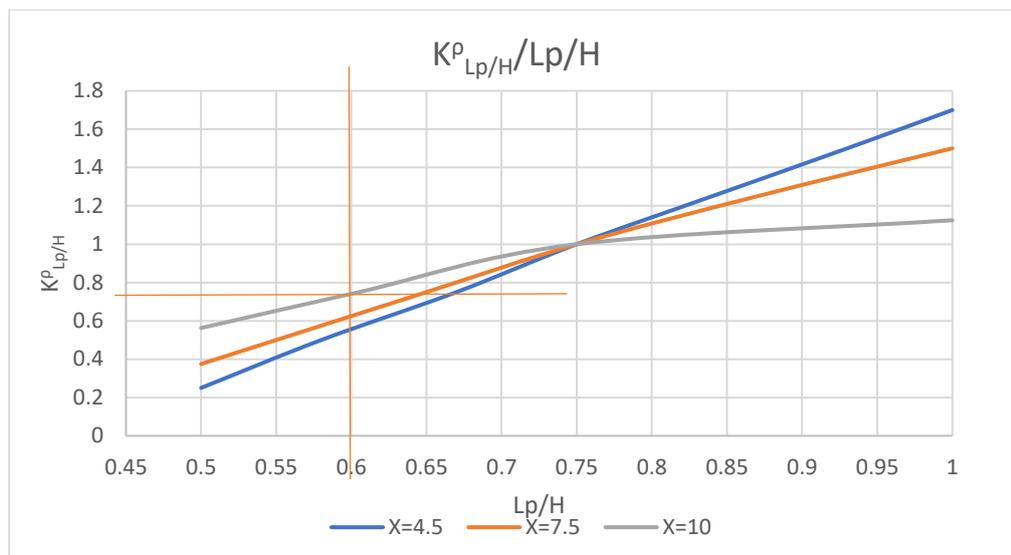


Figura 3.51 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 1 in funzione del rapporto L_p/H

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K^{\rho}_{L_p/H} = 0.75$, figura 3.51.

Calcolo dello spostamento laterale relativo al palo 1:

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^{\rho} K_d^{\rho} K_{L_p/H}^{\rho} = 12.27 * 1.007 * 0.999 * 0.75 = 9.27 \text{ mm.}$$

- Palo 2:

Distanza dall'asse verticale del tunnel $x=19.7 \text{ m}$.

Determinazione spostamento verticale in testa al palo per il caso base v_b :

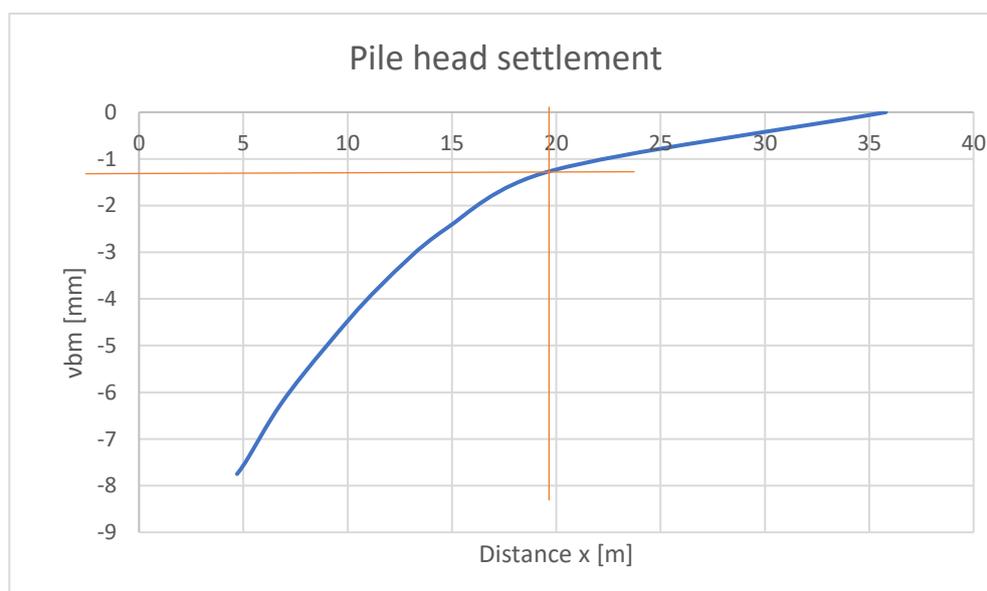


Figura 3.52 Cedimento in testa al palo 2 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.52, si valuta un cedimento in testa al palo pari a 1.2 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$v_b \text{ palo 2} = v_b \text{ caso base} * L_R = 1.2 * 5.45 = 6.54 \text{ mm}$$

Determinazione spostamento orizzontale del palo per il caso base ρ_b :

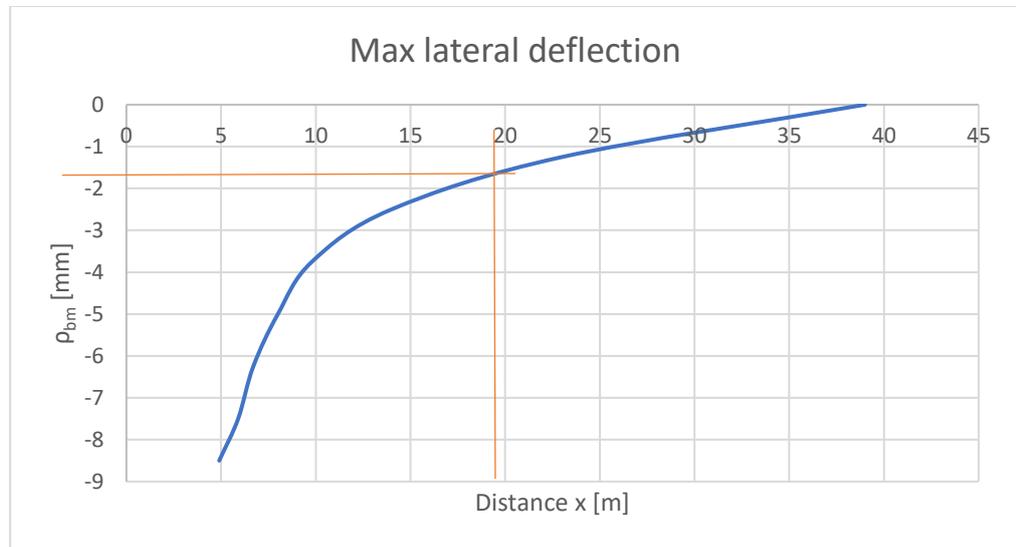


Figura 3.53 Spostamento laterale del palo 2 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.53, si ricava un valore di spostamento laterale pari a 1.8 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$\rho_b \text{ palo 2} = \rho_b \text{ caso base} * L_R = 1.8 * 5.45 = 9.81 \text{ mm}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi al cedimento verticale in testa al palo $K_{Cu}^v, K_d^v, K_{Lp/H}^v$:

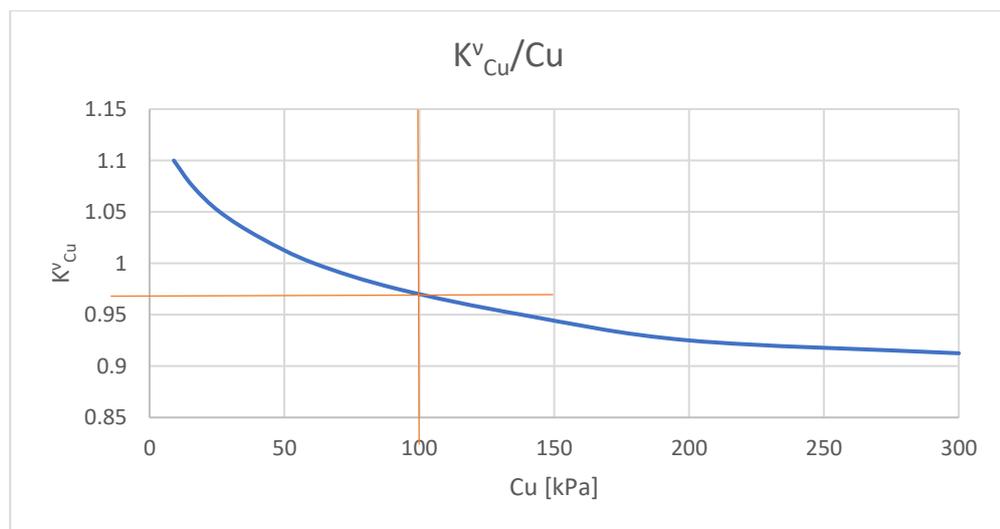


Figura 3.54 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^v = 0.97$, figura 3.54.

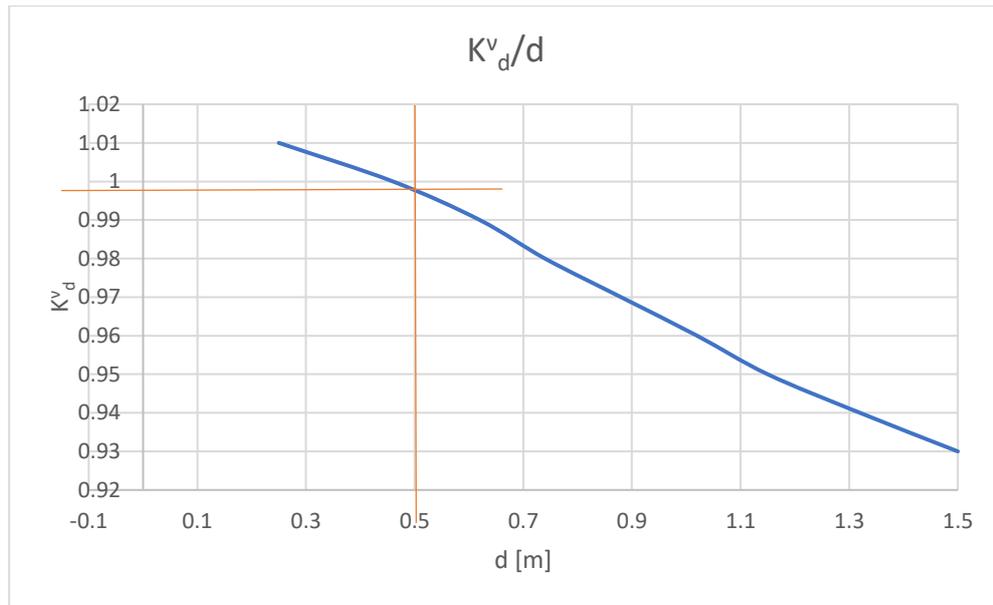


Figura 3.55 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_d^v = 0.998$, figura 3.55.

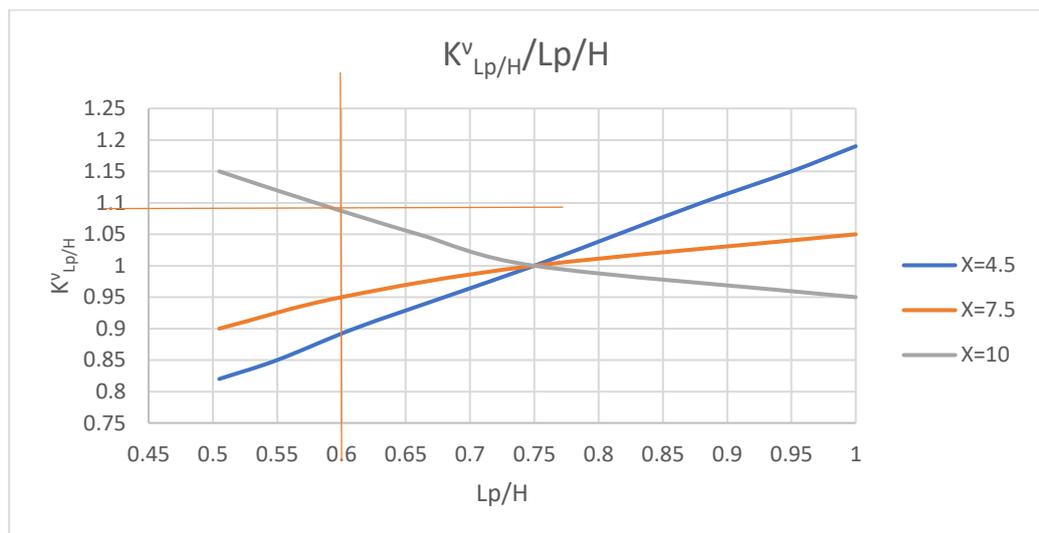


Figura 3.56 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 2 in funzione del rapporto L_p/H

In questo caso essendo la distanza del palo 1 dall'asse verticale della galleria $x = 19.7$ m, si considera la curva relativa a $x=10$.

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^v = 1.09$, figura 3.56.

Calcolo del cedimento verticale massimo in testa al palo 2:

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^v K_d^v K_{Lp/H}^v = 6.54 * 0.97 * 0.998 * 1.09 = 6.9 \text{ mm.}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi alla deformazione laterale del palo

$$K_{Cu}^\rho, K_d^\rho, K_{Lp/H}^\rho :$$

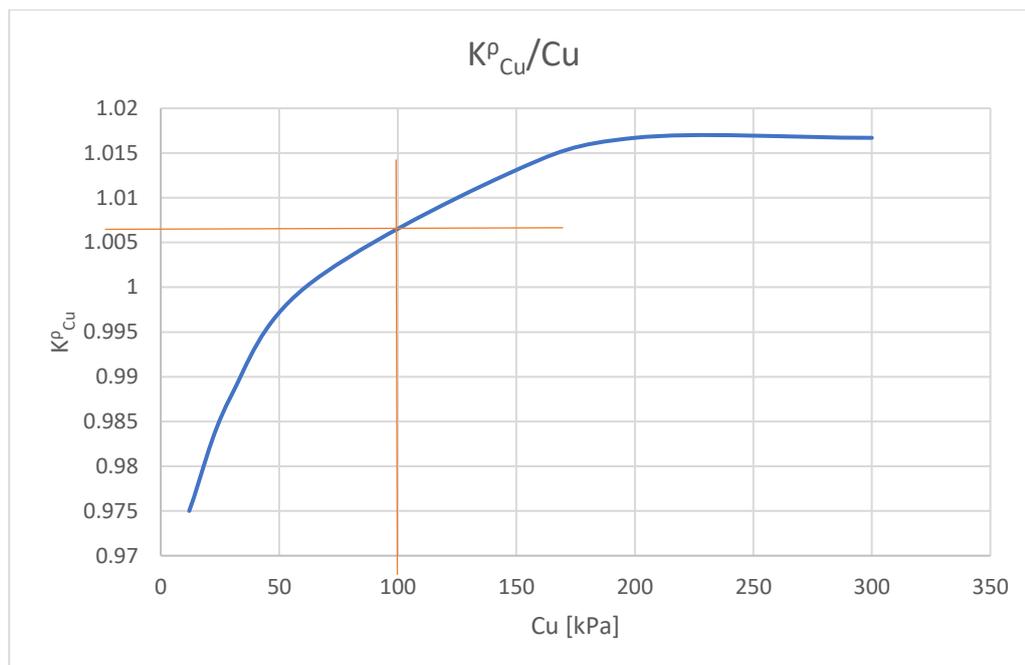


Figura 3.57 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K^p_{Cu} = 1.007$, figura 3.57.

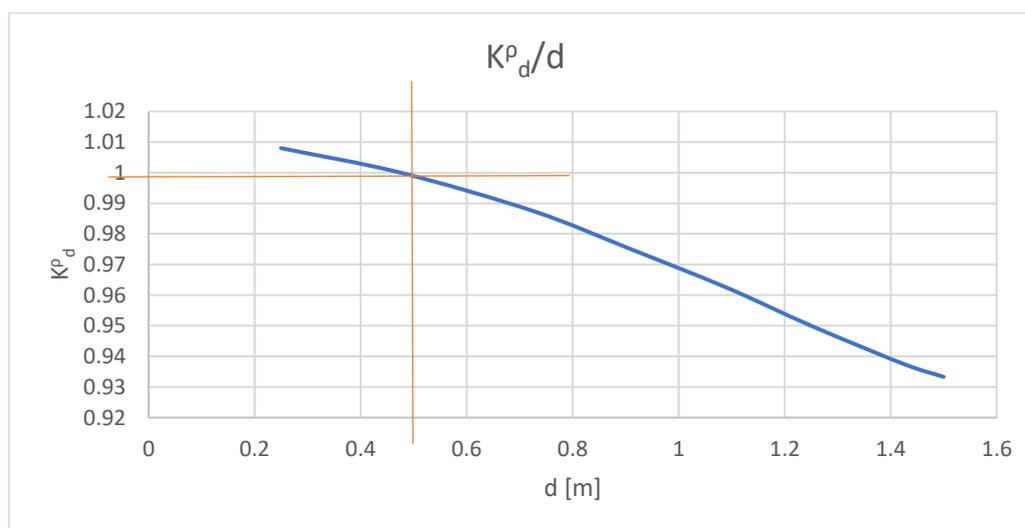


Figura 3.58 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K^p_d = 0.999$, figura 3.58.

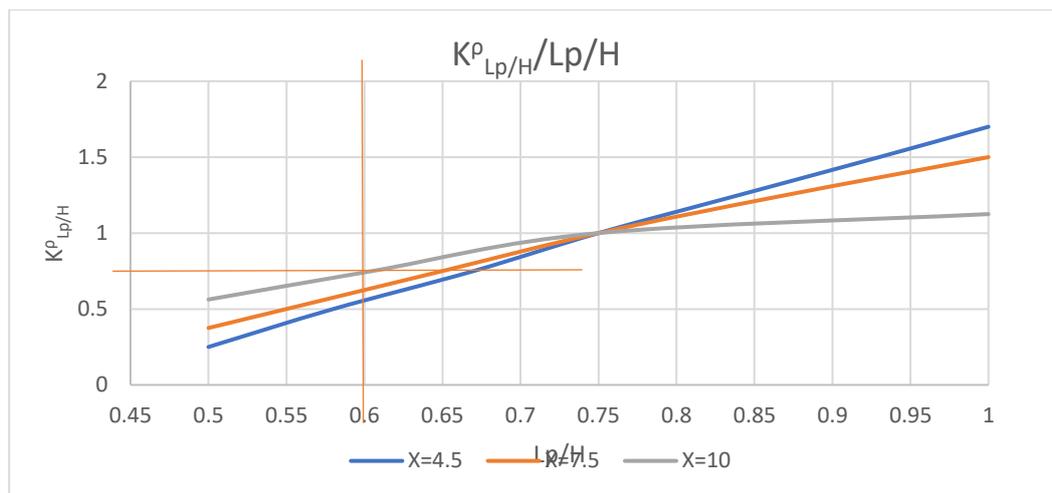


Figura 3.59 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 2 in funzione del rapporto L_p/H

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^\rho = 0.75$, figura 3.59.

Calcolo dello spostamento laterale relativo al palo 2:

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^\rho K_d^\rho K_{Lp/H}^\rho = 9.81 * 1.007 * 0.999 * 0.75 = 7.4 \text{ mm.}$$

- Palo 3:

Distanza dall'asse verticale del tunnel $x=24.4$ m.

Determinazione spostamento verticale in testa al palo per il caso base v_b :

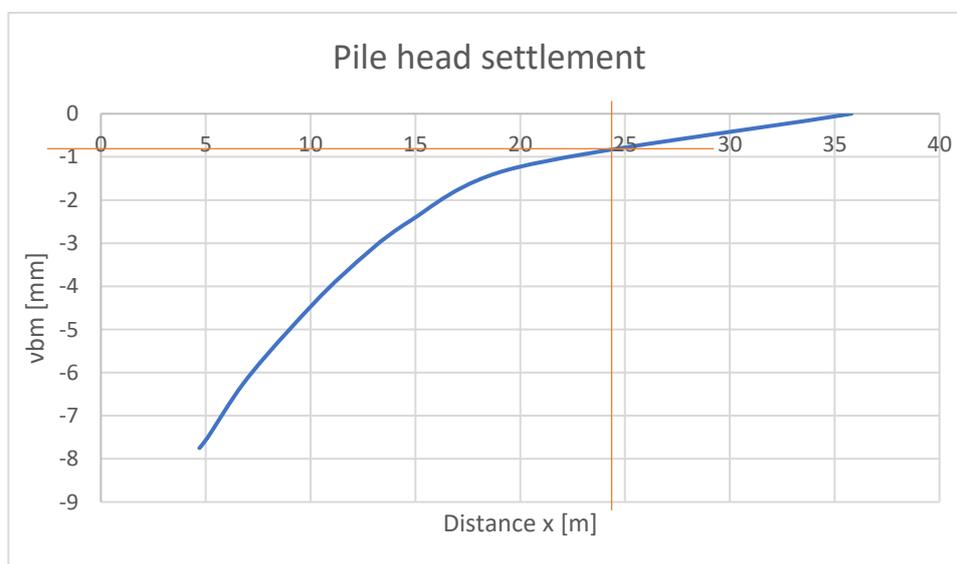


Figura 3.60 Cedimento in testa al palo 3 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.60, si valuta un cedimento in testa al palo pari a 0.9 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$v_b \text{ palo } 3 = v_b \text{ caso base} * L_R = 0.9 * 5.45 = 4.9 \text{ mm}$$

Determinazione spostamento orizzontale del palo per il caso base ρ_b :

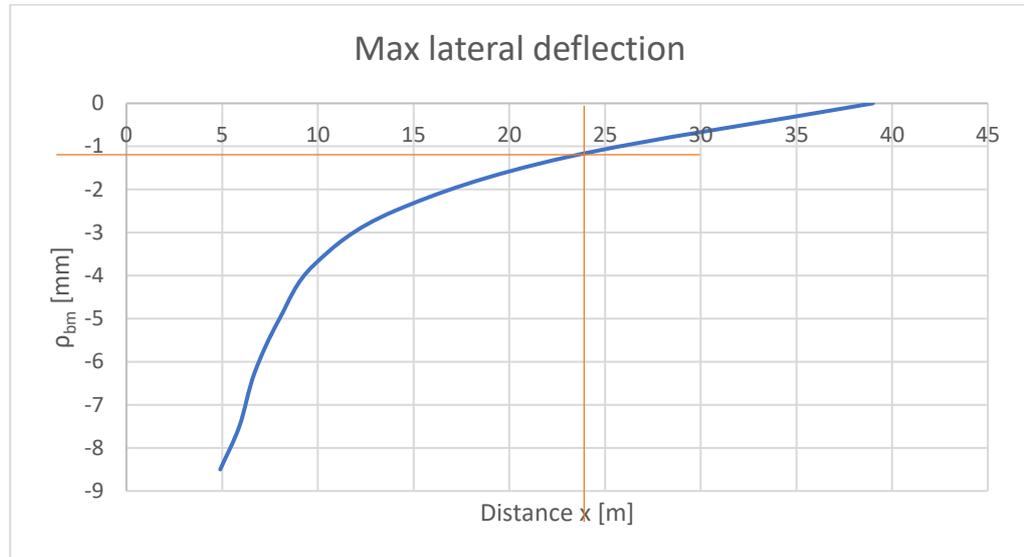


Figura 3.61 Spostamento laterale del palo 3 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.61, si ricava un valore di spostamento laterale pari a 1.1 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$\rho_b \text{ palo } 3 = \rho_b \text{ caso base} * L_R = 1.1 * 5.45 = 5.99 \text{ mm}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi al cedimento verticale in testa al palo $K_{Cu}^v, K_d^v, K_{Lp/H}^v$:

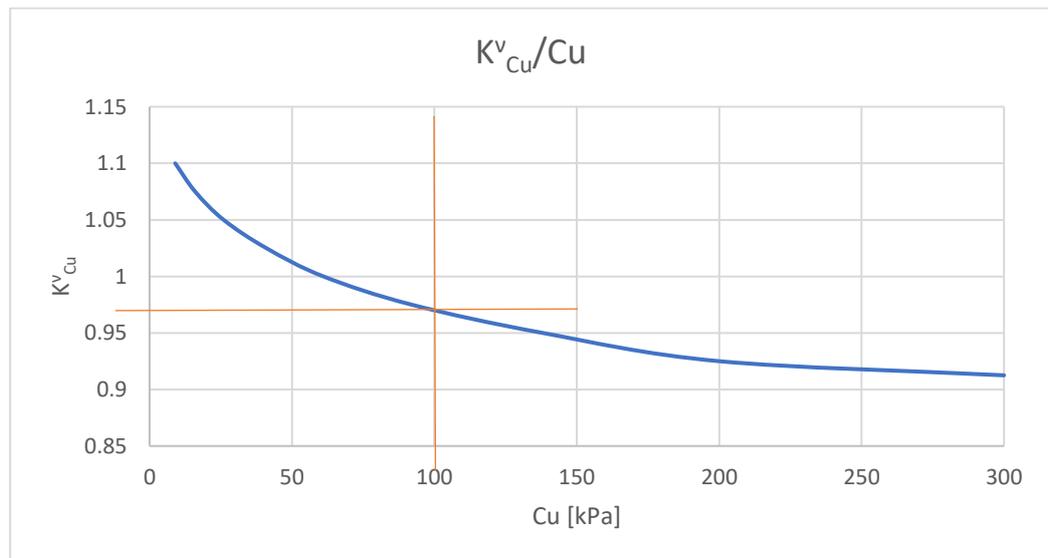


Figura 3.62 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^v = 0.97$, figura 3.62.

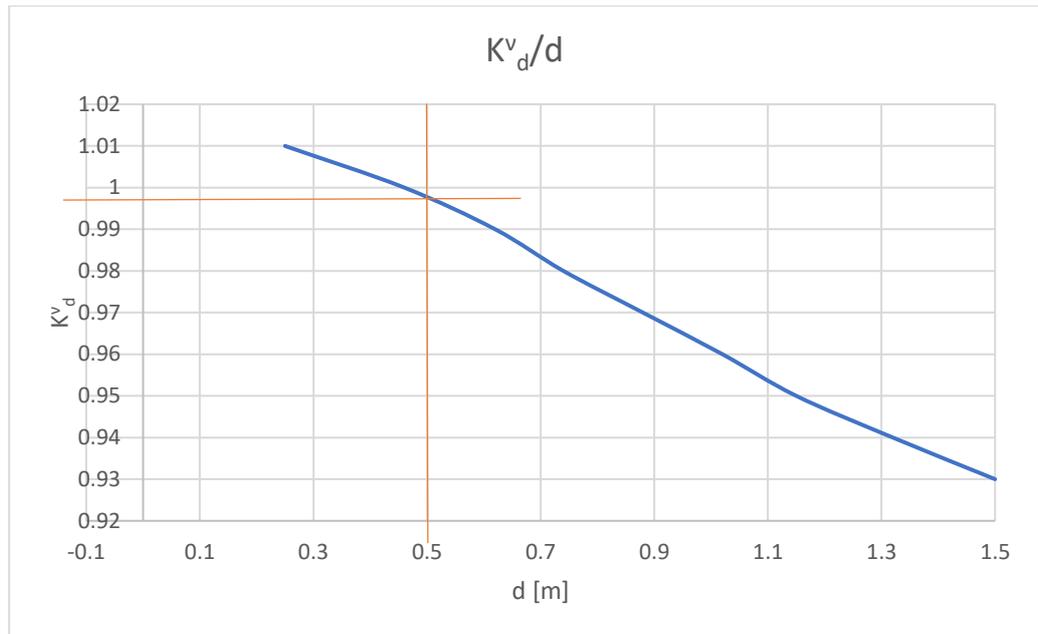


Figura 3.63 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_d^v = 0.998$, figura 3.63.

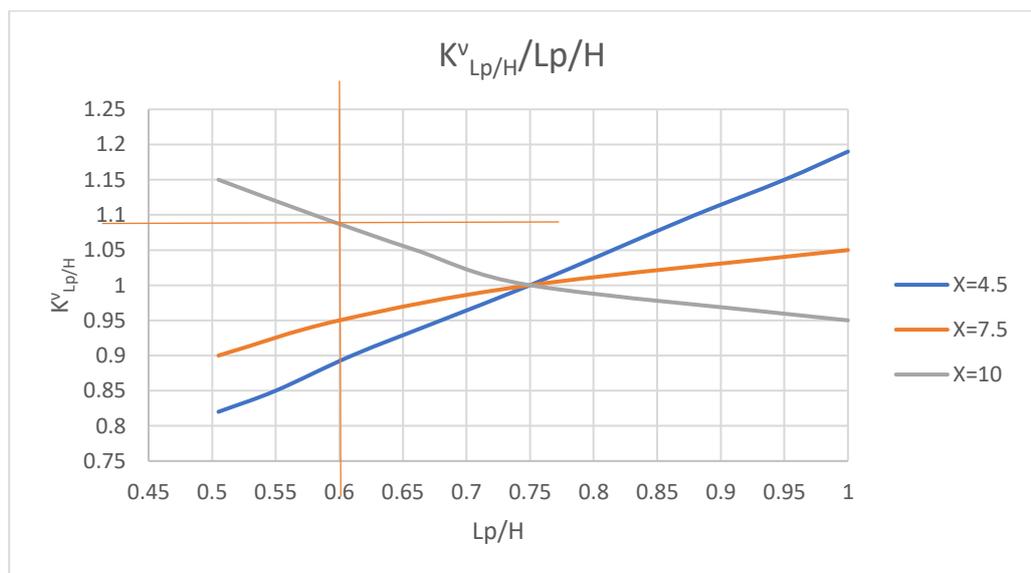


Figura 3.64 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 3 in funzione del rapporto L_p/H

In questo caso essendo la distanza del palo 1 dall'asse verticale della galleria $x = 19.7$ m, si considera la curva relativa a $x=10$.

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^v = 1.09$, figura 3.64.

Calcolo del cedimento verticale massimo in testa al palo 3:

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^v K_d^v K_{Lp/H}^v = 4.9 * 0.97 * 0.998 * 1.09 = 5.17 \text{ mm.}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi alla deformazione laterale del palo

$K_{Cu}^p, K_d^p, K_{Lp/H}^p$:

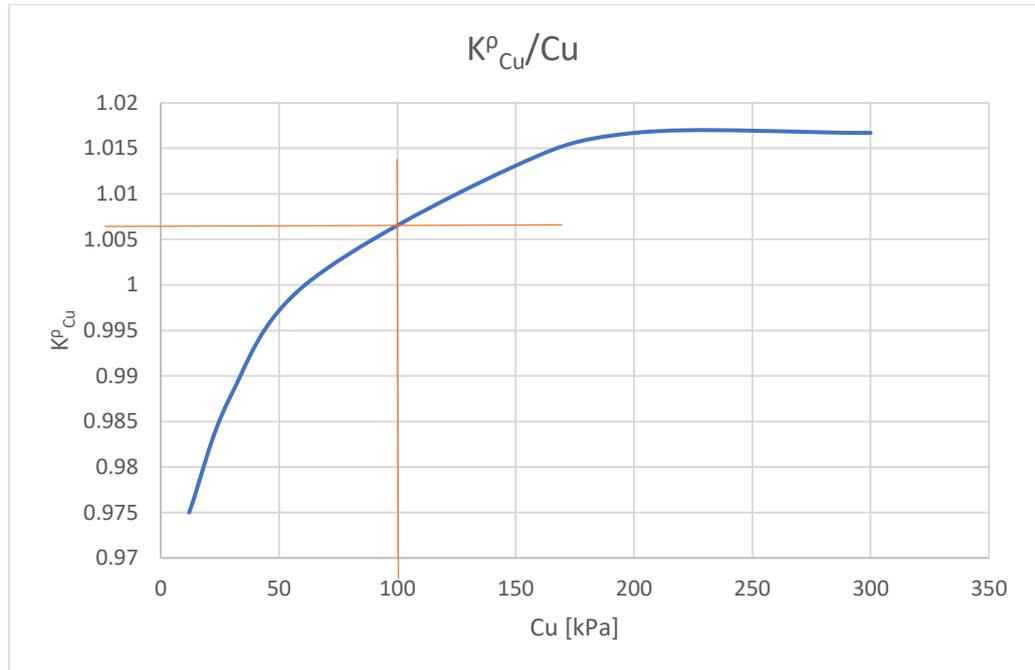


Figura 3.65 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^p = 1.007$, figura 3.65.

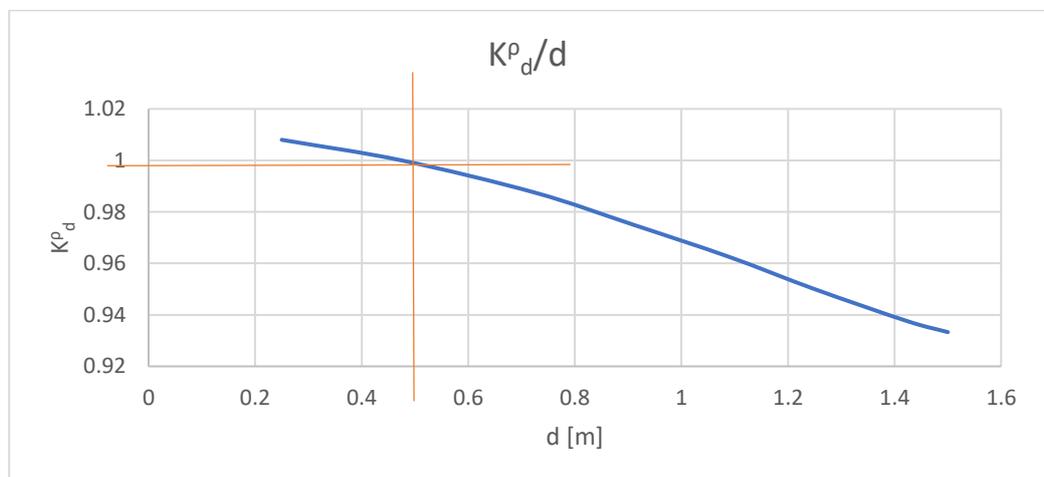


Figura 3.66 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_d^p = 0.999$, figura 3.66.

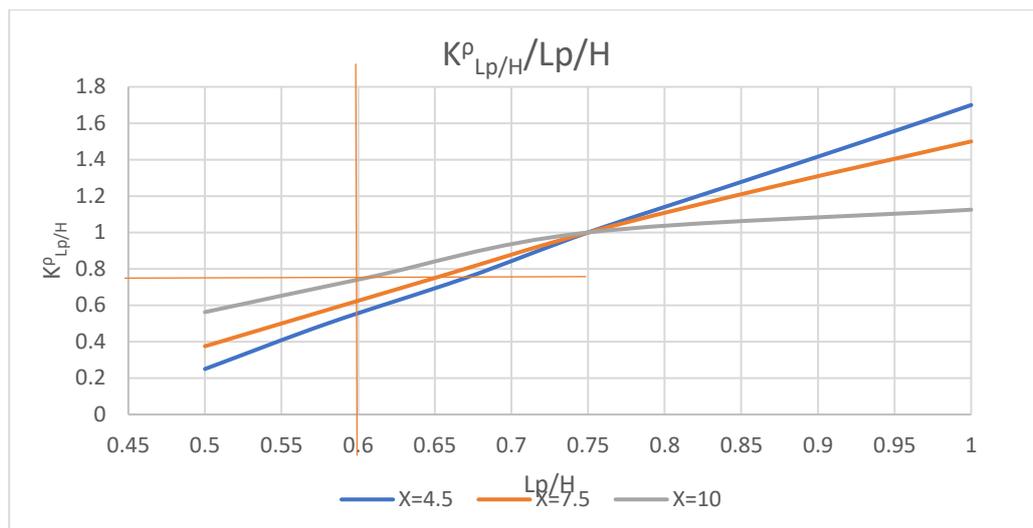


Figura 3.67 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 3 in funzione del rapporto L_p/H

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{Lp/H}^\rho = 0.75$, figura 3.67.

Calcolo dello spostamento laterale relativo al palo 3:

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^\rho K_d^\rho K_{Lp/H}^\rho = 5.99 * 0.97 * 0.999 * 0.75 = 4.35 \text{ mm.}$$

- Palo 4:

Distanza dall'asse verticale del tunnel $x=29.06 \text{ m}$.

Determinazione spostamento verticale in testa al palo per il caso base v_b :

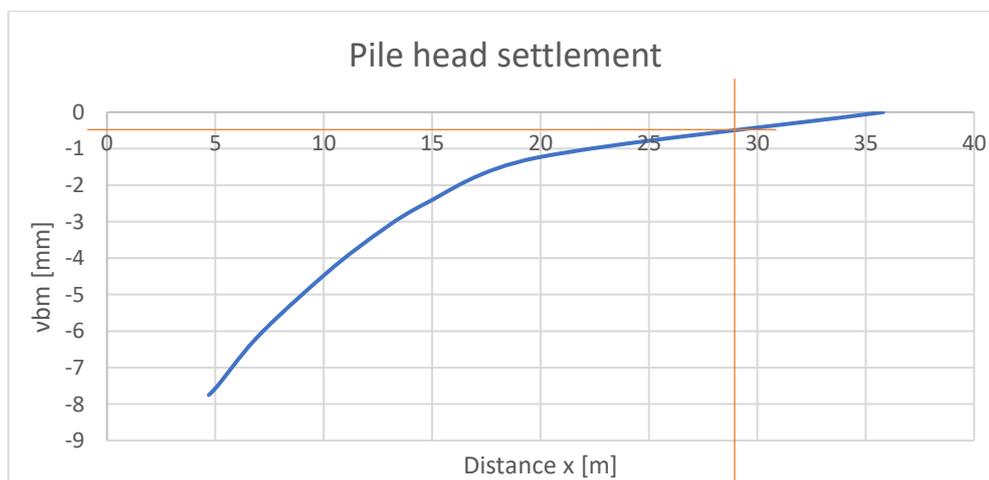


Figura 3.68 Cedimento in testa al palo 4 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.68, si valuta un cedimento in testa al palo pari a 0.5 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$v_{b \text{ palo } 4} = v_{b \text{ caso base}} * L_R = 0.5 * 5.45 = 2.72 \text{ mm}$$

Determinazione spostamento orizzontale del palo per il caso base ρ_b :

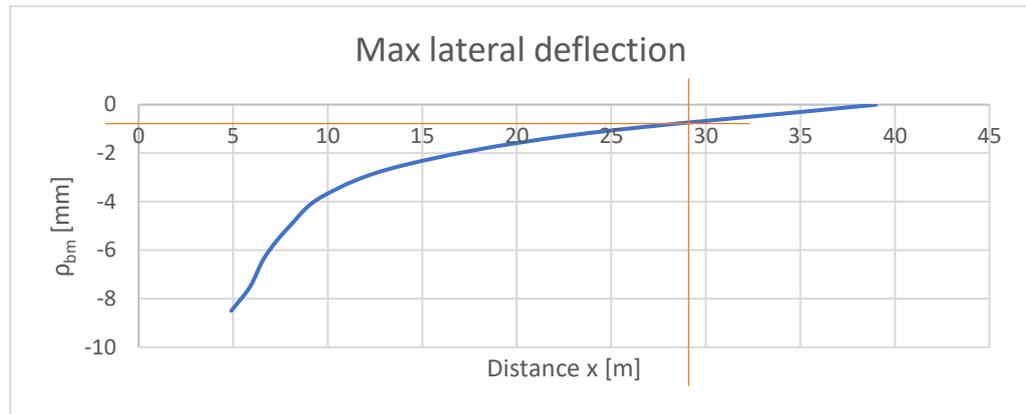


Figura 3.69 Spostamento laterale del palo 4 per il caso base

Dalla carta di progetto, figura 3.69, si ricava un valore di spostamento laterale pari a 0.8 mm.

Questo valore deve essere moltiplicato per il coefficiente correttivo L_R :

$$\rho_{b\text{palo } 4} = \rho_{b\text{caso base}} * L_R = 0.8 * 5.45 = 4.36 \text{ mm}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi al cedimento verticale in testa al palo $K_{Cu}^v, K_d^v, K_{Lp/H}^v$:

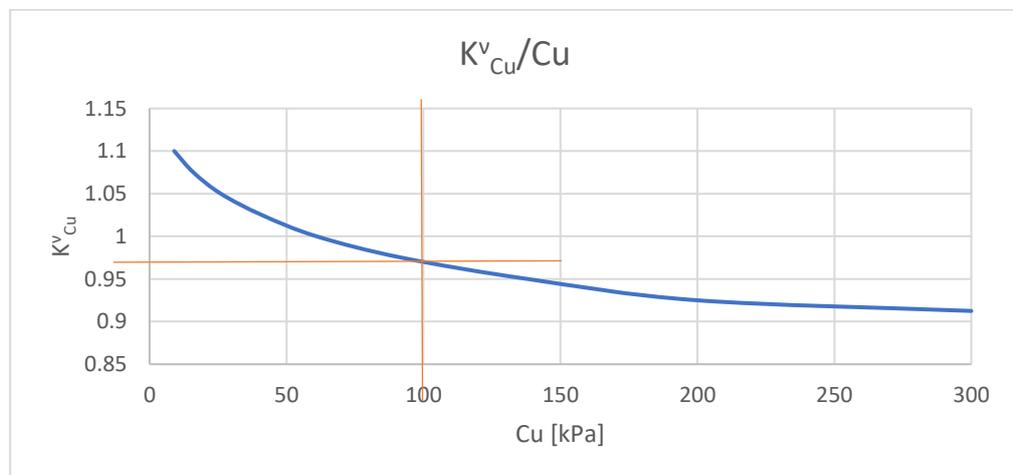


Figura 3.70 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K_{Cu}^v = 0.97$, figura 3.70.

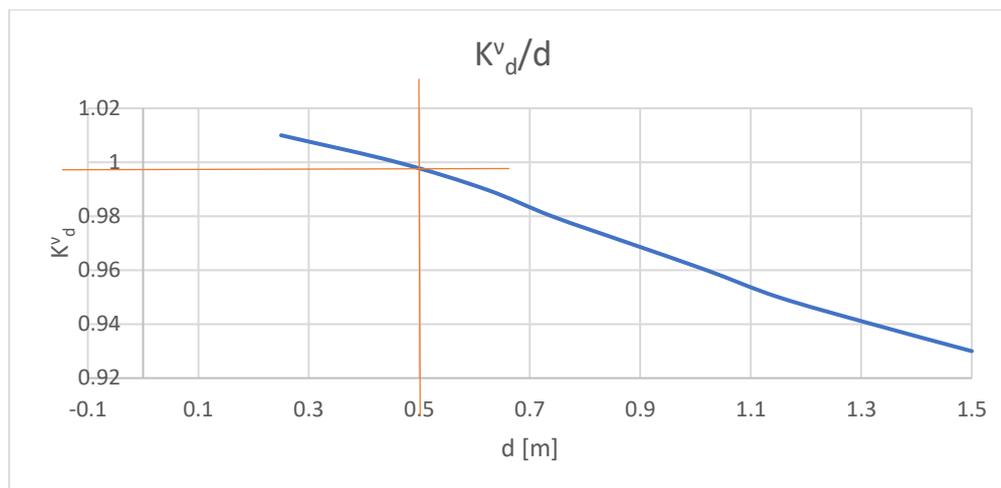


Figura 3.71 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K_{v_d} = 0.998$, figura 3.71.

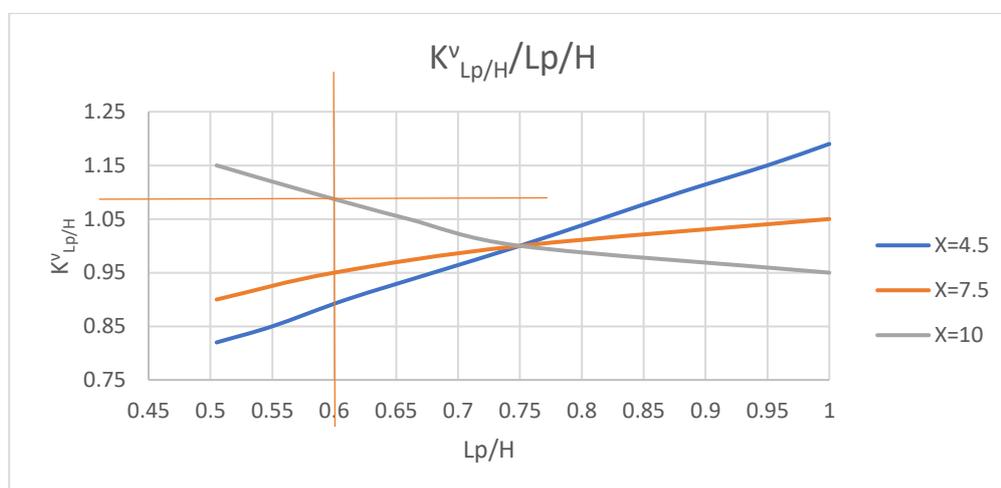


Figura 3.72 Fattore correttivo per il cedimento in testa al palo 4 in funzione del rapporto L_p/H

In questo caso essendo la distanza del palo 1 dall'asse verticale della galleria $x = 19.7$ m, si considera la curva relativa a $x=10$.

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K_{L_p/H}^v = 1.09$, figura 3.72.

Calcolo del cedimento verticale massimo in testa al palo 4:

$$v_{max} = v_b K_{Cu}^v K_d^v K_{L_p/H}^v = 2.72 * 0.97 * 0.998 * 1.09 = 2.87 \text{ mm.}$$

Determinazione dei fattori correttivi relativi alla deformazione laterale del palo

$$K_{Cu}^p, K_d^p, K_{L_p/H}^p :$$

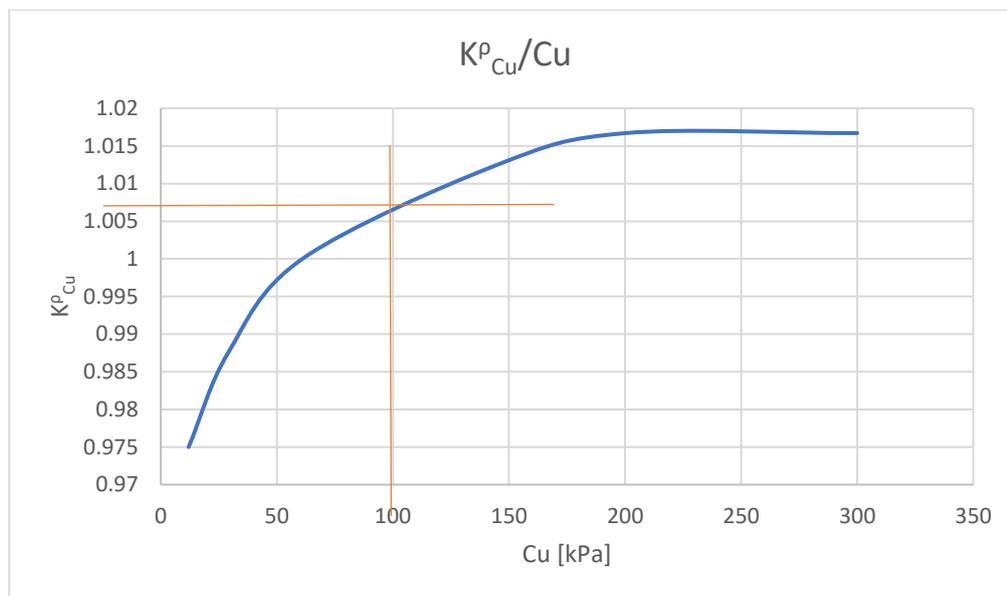


Figura 3.73 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione di C_u

Il fattore correttivo relativo alla resistenza al taglio non drenata $K^p_{Cu} = 1.007$, figura 3.73.

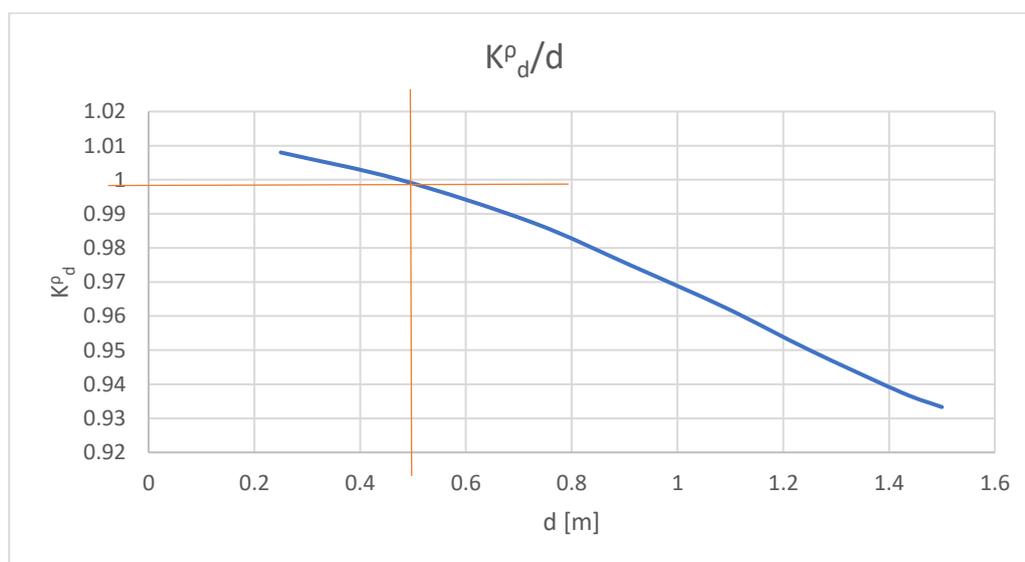


Figura 3.74 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione di d

Il fattore correttivo relativo al diametro del palo $K^p_d = 0.999$, figura 3.74.

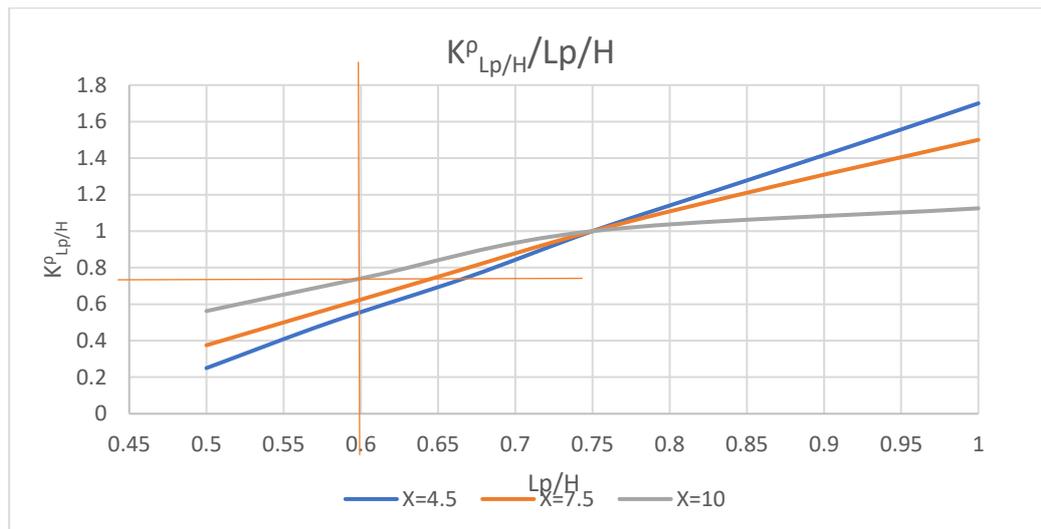


Figura 3.75 Fattore correttivo per lo spostamento laterale del palo 4 in funzione del rapporto L_p/H

Il fattore correttivo relativo al rapporto tra la lunghezza del palo e la profondità del tunnel $K^{\rho}_{Lp/H} = 0.75$, figura 3.75.

Calcolo dello spostamento laterale relativo al palo 4:

$$\rho_{max} = \rho_b K_{Cu}^{\rho} K_d^{\rho} K_{Lp/H}^{\rho} = 4.36 * 1.007 * 0.999 * 0.75 = 3.29 \text{ mm.}$$

- Calcolo rotazione rigida dell'edificio β_{max} :

In figura 3.76 è possibile osservare i cedimenti in testa ai 4 pali in funzione della loro posizione, la retta congiungente i cedimenti relativi ai due pali di estremità e il cedimento relativo massimo Δ_{max} :

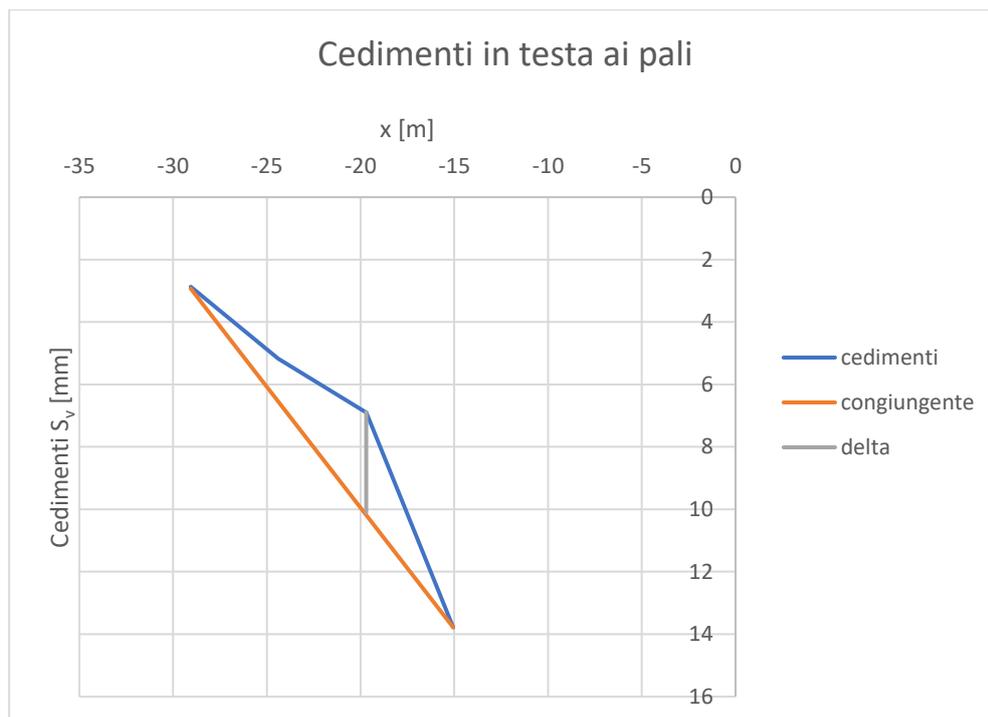


Figura 3.76 Cedimenti di ciascun palo in funzione della distanza, con la retta congiungente tra il cedimento minimo e quello massimo e cedimento relativo massimo

Il cedimento relativo massimo è stato valutato tramite il grafico, figura 3.76, e vale $\Delta_{\max} = 10.1$ mm.

Nota Δ_{\max} a questo punto è possibile valutare la rotazione rigida dell'edificio β_{\max} tramite la seguente formulazione:

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \left(\frac{1 + 4 \frac{E}{G} \frac{H^2}{L^2}}{1 + 6 \frac{E}{G} \frac{H^2}{L^2}} \right)$$

3.12

Dove:

- Δ è il cedimento relativo massimo;
- L è la lunghezza dell'edificio;
- E/G è il rapporto tra il modulo elastico e il modulo di taglio;
- H è l'altezza dell'edificio.

$$\beta = \frac{3 * 0.0101}{14} \left(\frac{1 + 4 * 2.6 * \frac{7.5^2}{14^2}}{1 + 6 * 2.6 * \frac{7.5^2}{14^2}} \right) = 0.00157$$

Nelle seguenti tabelle 3.10, 3.11, vengono riportati risultati relativi a ciascun palo e la classe di rischio relativa all'edificio utilizzando la classificazione di Rankin (1988):

Nome	Posizione x [m]	v_{max} [mm]	ρ_{max} [mm]	Classe di rischio
Palo 1	-15.06	13.78	9.27	Leggera
Palo 2	-19.7	6.9	7.4	Trascurabile
Palo 3	-24.4	5.17	4.35	Trascurabile
Palo 4	-29.06	2.87	3.29	Trascurabile

Tabella 3.9 Spostamenti per ciascun palo e relativa classe di danno secondo rankin (1988)

Edificio	Posizione x [m]	S_{vmax} [mm]	Rotazione β	Classe di rischio
Edificio tipo	-22.06	13.78	0.00158	Leggera

Tabella 3.10 Spostamenti dell'edificio e relativa classe di danno secondo classificazione di rankin (1988)

Risk category	Maximum slope of building	Maximum settlement of building (mm)	Description of risk
1	< 1/500	<10	Negligible: superficial damage unlikely
2	1/500 to 1/200	10 to 50	Slight: possible superficial damage which is unlikely to have structural significance
3	1/200 to 1/50	50 to 75	Moderate: expected superficial damage and possible structural damage to building, possible damage to relatively rigid pipelines
4	> 1/50	> 75	High: expected structural damage to buildings and rigid pipelines or possible damage to other pipelines

Figura 3.77 Classificazione di rankin (1988), Loganathan (2011)

La classificazione di Rankin è basata sul calcolo della rotazione e del cedimento massimo dell'edificio.

Essendo i cedimenti molto ridotti, il cedimento massimo $S_{vmax} = 13.78 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$, e la rotazione $\beta = 0.00158 < 1/500$, in base alla classificazione di Rankine ne consegue che la classe di rischio da attribuire all'edificio è "Leggera", ovvero vi è possibilità di formazione di danni superficiali, ma non tali da provocare danni strutturali.

Ricadendo l'edificio nelle classi di rischio più basse, non è necessario procedere con gli step successivi per la determinazione del rischio e l'analisi può definirsi dunque conclusa.

Conclusioni

Lo studio dei cedimenti indotti in superficie dallo scavo di una galleria superficiale in ambiente urbano risulta essere cruciale per la valutazione degli eventuali danni che possono generarsi negli edifici presenti.

In questo lavoro di tesi si è fatto riferimento ad uno specifico caso studio, ovvero la realizzazione di una galleria ferroviaria superficiale per una rete metropolitana.

Per lo studio dei cedimenti in superficie, si è suddiviso il tracciato longitudinale della galleria in diversi tratti, ciascuno dei quali è caratterizzato da una specifica stratigrafia e quota di approfondimento dell'asse della galleria.

Lo scavo attraversa diverse configurazioni geologiche, per questo motivo al fine di considerare tutti gli scenari possibili si è deciso di andare ad analizzare quattro sezioni differenti, che insieme risultano essere rappresentative del problema.

Per ciascuna sezione sono stati valutati i cedimenti in superficie utilizzando il metodo empirico proposto da Peck (1969). Poiché il mezzo interessato dallo scavo non è omogeneo ma presenta una stratigrafia articolata, per poter utilizzare tale formulazione è stato necessario valutare i parametri $k [-]$ e $V_l [%]$, caratteristici del metodo, per questa condizione stratigrafica differente rispetto a quella assunta nella trattazione originale (mezzo omogeneo). A tale fine è stata condotta un'analisi numerica agli elementi finiti per tarare opportunamente i suddetti parametri.

I risultati ottenuti dall'analisi numerica per ciascuna sezione sono i seguenti, tabella 0.1:

Sezione	S_{max} [mm]	$k [-]$	$V_l [%]$
Solo suoli	3.8	0.78	0.25
Lave+Ghiaie	2.8	0.99	0.24
Complessa	2	0.93	0.16
Solo lave	0.2	0.31	0.01

Tabella 0.1 Riepilogo parametri per ciascuna sezione

Si osserva quindi come i cedimenti stimati per il caso studio siano relativamente ridotti, in particolare la sezione "Solo lave" presenta un cedimento massimo in prossimità dell'asse della galleria pari a 0.2 mm.

La sezione "Solo suoli" presenta invece i cedimenti maggiori, con valore massimo di 3.8 mm.

Questa sezione viene presa in considerazione per effettuare la valutazione di danno per gli edifici esistenti al di sopra dell'are adi scavo, tramite il metodo di Loganathan (2011). Vengono studiate due situazioni differenti considerando uno stesso edificio tipo, nel primo caso considerando fondazioni superficiali, nel secondo caso considerando fondazioni profonde su pali.

Nel caso di edificio con fondazione superficiale, si è proceduto a definire una classificazione di danno di primo livello. Si sono valutati i cedimenti che avvengono al di sotto dell'edificio S_{max} e la sua rotazione rigida β . Noti i cedimenti e la rotazione rigida si è ricorsi alla classificazione di Rankin (1988) per determinare la classe di danno.

La tabella 0.2 mostra i risultati ottenuti:

S_{max} [mm]	β	Classe di rischio secondo Rankin
3.41	0.0000123	Trascurabile

Tabella 0.2 Riepilogo della classe di danno per l'edificio con fondazione superficiale

La classe di danno risulta essere "Trascurabile" dal momento che S_{max} è minore di 10 mm e β è minore di 1/500. Ricadendo l'edificio all'interno di questa classe, non è necessario procedere con la valutazione del rischio in quanto risulta poco probabile che possa subire danni superficiali; quindi, la valutazione del danno si interrompe al primo livello.

Nel caso di edificio con fondazioni profonde su pali, la valutazione di danno di primo livello ha previsto la valutazione dei cedimenti in testa a ciascun palo v_{max} e della rotazione rigida dell'edificio β_{max} , in modo da poter determinare una classe di danno secondo la classificazione di Rankin. È stato considerato un edificio-tipo che presenta quattro pali di fondazione.

I valori degli spostamenti dei pali sono stati ottenuti utilizzando delle carte di progetto fornite da Loganathan (2011). In base ai risultati ottenuti si è ottenuta anche in questo caso una classe di danno secondo Rankin "Trascurabile", poiché il cedimento massimo è inferiore a 10 mm e la rotazione rigida β è inferiore a 1/500.

In tabella viene riportata la classe di danno relativa all'intero edificio:

Edificio	Posizione x [m]	$S_{v,max}$ [mm]	Rotazione β	Classe di rischio
Edificio tipo	-22.06	2.55	0.000357	Trascurabile

Tabella 0.3 Classe di danno per l'edificio con fondazioni profonde su pali

Essendo i cedimenti estremamente ridotti, si può interrompere la valutazione del danno al primo livello in quanto la probabilità di riscontare danni superficiali sull'edificio è molto basso.

I risultati ottenuti per il caso studio mostrano come, pur essendo il suolo interessato dallo scavo caratterizzato da diversi scenari geologici, nessuno di

essi genera criticità in termini di cedimenti superficiali indotti dallo scavo della galleria in quanto i cedimenti risultano essere contenuti e inferiori ai 5 mm.

Inoltre considerando dei cedimenti in superficie di un ordine di grandezza superiore ai cedimenti massimi, ovvero cedimenti di cm, si osserva come anche in questa situazione la classe di rischio per gli edifici con fondazioni superficiali e fondazioni profonde su pali risulti essere una classe bassa.

Per questo motivo anche la classe di danno da attribuire agli edifici tipo che ricadono all'interno dell'area di influenza dello scavo risulta essere una classe molto bassa, indipendentemente dal tipo di fondazioni che presenta la struttura. Questo significa che per questi scenari il parametro che influenza maggiormente il rischio di danno non sono i cedimenti indotti in superficie dallo scavo del tunnel, ma piuttosto la forma, le dimensioni ed il peso delle strutture.

Nel sito in esame la presenza di edifici di grosse dimensioni è praticamente nulla, rendendo questo sito particolarmente adatto per la realizzazione di una galleria superficiale.

Bibliografia

Barla, M. "Appunti del corso Numerical Method in Geotechnical Engineering", anno accademico 2021-2022.

Carranza-Torres, C. e Diederichs, M. "Mechanical analysis of circular liners with particular references to composite support. For example, liners consisting of shotcrete and steel sets", Elsevier Ltd, 2009.

Chapman, D., N. Metje, A. Stärk "Introduction to tunnel construction", second edition, Boca Raton, 2017.

Feneziani, G. "Istruzioni di lavoro: valutazione dei cedimenti e Building Risk Assessment", GEODATA Engineering S.p.a., 2018.

Feneziani, G., Floria, V., Barbero, M. "Numerical analysis of settlements due to conventional tunnelling", ITA WTC 2015 Congress and 41st General Assembly, Dubrovnik 2015.

Kolymbas, D. "Tunnelling and tunnel mechanics. A rational approach to tunnelling", Springer Berlin, Heidelberg, 2005.

Loganathan, N., William Barclay Parson (WBP) fellowship "An innovative method for assessing tunnelling-induced risks to adjacent structures", Parsons Brinckerhoff Inc, New York, 2011

Manuale di PLAXIS, edizione v20, 2022.

Manuale di RS2, Rocscience, 2022.

Muzio, A., tesi di laurea magistrale "Analisi di deformazioni gravitative profonde di versante in alta valle di Susa: la frana del Casas", Politecnico di Torino, 2019.

Stefanizzi, S. "Proposal investigation plan-report preliminary design of Tel Aviv metro line segment M1-S", GEODATA Engineering S.p.a., TANDEM civil engineering Ltd, 2021

Scavia, C., Barbero, M. "Appunti del corso Meccanica delle rocce", anno accademico 2020-2021.

Ringraziamenti

Vorrei ringraziare la Professoressa Monica Barbero per la disponibilità e la cortesia dimostrata in questi mesi di lavoro.

Un ringraziamento speciale anche a *Geodata Engineering Spa* per l'opportunità di vivere in prima persona l'esperienza lavorativa in uno studio di ingegneria e in particolare l'Ing. Giovanni Quaglio e l'Ing. Domenico Parisi per tutto l'aiuto e i consigli che mi hanno fornito.

