

COMMITTENTE**PROGETTAZIONE****PROGETTO ESECUTIVO**

LINEA FERROVIARIA MILANO - NAPOLI NODO DI FIRENZE - PENETRAZIONE URBANA LINEA AV

Passante AV
**GALLERIE NATURALI ESEGUITE CON SISTEMA MECCANIZZATO
INTERVENTI DI SALVAGUARDIA OPERE INTERFERENTI**

Relazione sulla valutazione delle subsidenze e verifica degli effetti indotti sulle opere in superficie

IL PROGETTISTA

Infrarail Firenze srl - IFR Firenze
sede legale: Via Circondaria, 32/34 - 50127 - Firenze
PEC: infrarail.pec@legalmail.it
Codice fiscale e n. iscr. al Registro Imprese: 06956550484

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO	DISCIPLINA	PROGR.	REV.
NF1W	00	E	ZZ	CL	GN0200	001	C

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
A	EMISSIONE	Ing. Schiavinato	11/2020	Ing. Cucino	11/2020	Ing. Sorbello	11/2020
B	REVISIONE	SIRIANNI	04/01/2022	FRECENDESE	05/01/2022	SORBELLO	10/01/2022
C	Recep. oss. RFI	MAGURSI	11/04/2022	FRECENDESE	11/04/2022	SORBELLO	12/04/2022

SOMMARIO

1.	INTRODUZIONE.....	1
2.	GENERALITA'	2
3.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	4
3.1.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	4
3.2.	RIFERIMENTI CONTRATTUALI.....	5
3.3.	ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO	5
3.4.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	7
4.	CARATTERISTICHE DEL TRACCIATO	8
5.	ANALISI DELLE SUBSIDENZE INDOTTE DALLO SCAVO DELLE GALLERIE	9
5.1.	CEDIMENTI A BREVE TERMINE	9
5.1.1.	Considerazioni in merito ai valori di volume perso assunti nel progetto	11
5.2.	CEDIMENTI DI LUNGO TERMINE	12
6.	ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI SUI FABBRICATI INTERFERENTI.....	13
6.1.	DATI DI BASE PER L'ANALISI	13
6.2.	DATI RIGUARDANTI GLI EDIFICI	13
6.3.	VALUTAZIONE DEI DANNI AGLI EDIFICI TRAMITE DEFINIZIONE E STIMA DELLE CATEGORIE DI DANNEGGIAMENTO	14
6.3.1.	Modalità di analisi dei cedimenti indotti e tipologia di analisi	14
6.3.2.	Schematizzazione dei fabbricati interferiti	14
6.3.3.	Deformazioni indotte sui fabbricati interferiti – analisi trasversale alle gallerie.....	14
6.3.4.	Deformazioni indotte sui fabbricati interferiti – analisi longitudinale rispetto alla galleria in costruzione 20	
6.3.5.	Deformazioni indotte sui fabbricati interferiti in c.a. – analisi trasversale alle gallerie.....	22
6.3.6.	Definizione delle categorie di danno	22
6.3.7.	Osservazioni	25
6.4.	DATI DI BASE RIGUARDANTI GLI EDIFICI	25
6.4.1.	Risultati analisi della trave equivalente – analisi trasversale.....	38
6.4.2.	Risultati analisi della trave equivalente – analisi longitudinale	47
6.4.3.	Risultati analisi della struttura intelaiata.....	48
6.5.	RIEPILOGO DEI RISULTATI	50
6.6.	CONCLUSIONI.....	52
6.7.	INTERVENTI DI "COMPENSATION GROUTING" SUGLI EDIFICI 165 E 166.....	52
6.8.	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SULLA SCUOLA OTTONE ROSAI (ED.179).....	53
6.9.	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN VIALE REDI (ED. 174).....	54
6.10.	INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN CORRISPONDENZA DELL'AREA DI VIA DELLE GHIACCIAIE (ED. 029-035) E VIA CITTADELLA (ED. 022)	54

7.	ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI SULLE INFRASTRUTTURE	56
7.1.	LISTA DELLE INFRASTRUTTURE INTERFERENTI	57
7.2.	CRITERI DI VALUTAZIONE DEI DANNI ALLE INFRASTRUTTURE	57
7.3.	DATI DI BASE PER L'ANALISI	59
7.4.	RISULTATI DELLE SINGOLE ANALISI	61
8.	ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI SUI BINARI	71
8.1.	LOCALIZZAZIONE DEI TRATTI IN CUI SI REALIZZANO LE INTERFERENZE	71
8.2.	PROCEDURA DI ANALISI DELLA QUALITÀ GEOMETRICA DEL BINARIO	71
8.2.1.	Stima del Livello Longitudinale	72
8.2.2.	Stima dello Sghembo	73
8.2.3.	Stima del Difetto di sopraelevazione	73
8.2.4.	Valori dei parametri ammessi per l'interferenza	74
8.2.5.	Modalità di analisi dei cedimenti indotti	75
8.3.	RISULTATI DELLE ANALISI	75
8.4.	INTERVENTI SUI BINARI	78
8.5.	RISULTATI DETTAGLIATI ANALISI	79
9.	ANALISI DELLE PROBLEMATICHE D'INTERFERENZA INDOTTE SUL "PONTE AL PINO"	86
9.1.	VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DAL PONTE AL PINO ATTRAVERSO IL METODO SEMI-EMPIRICO	87
9.1.1.	Modalità di analisi dei cedimenti indotti	87
9.1.2.	Tipologia di analisi della struttura	87
9.1.3.	Valutazione del danno subito dalla struttura	87
9.1.4.	Intervento di sottofondazione per la protezione della struttura	88
9.2.	VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DAL PONTE AL PINO ATTRAVERSO ANALISI NUMERICHE	88
9.2.1.	Dimensionamento intervento di sottofondazione	88
9.2.2.	Capacità portante	89
9.2.3.	Verifiche deformazioni Spalla	89
9.2.4.	Verifiche cucitura in c.a.	90
9.2.5.	Verifiche impalcato	91
10.	ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI DALLO SCAVO DELLE GALLERIE SULLA FORTEZZA DA BASSO (COMPLESSO MONUMENTALE)	92
10.1.	VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DAL PADIGLIONE CAVANIGLIA	94
10.1.1.	Modalità di analisi dei cedimenti indotti	94
10.1.2.	Tipologia di analisi della struttura	94
10.1.3.	Valutazione degli spostamenti differenziali in corrispondenza degli estremi dalla struttura	94
10.1.4.	Analisi della trave equivalente e della struttura intelaiata	95
10.2.	VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DAI LOCALI CANNONIERA	97
10.2.1.	Modalità di analisi dei cedimenti indotti	97

10.2.2.	Schematizzazione dei locali ai fini dell'analisi	97
10.2.3.	Deformazioni indotte sulla struttura interrata e definizione delle categorie di danno	97
10.2.4.	Stima della categoria del danno subito dalla struttura interrata dei locali Cannoniera	97
10.3.	VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DALLA CINTA MURARIA DEI BASTIONI	101
10.3.1.	Modalità di analisi dei cedimenti indotti	101
10.3.2.	Schematizzazione della cinta muraria ai fini dell'analisi	101
10.3.3.	Deformazioni indotte sulla cinta muraria e definizione delle categorie di danno	101
10.3.4.	Dati relativi all'attraversamento	102
10.3.5.	Stima della categoria del danno subito dalla cinta muraria del Bastione Cavaniglia	103
10.3.6.	Stima della categoria del danno subito dalla cinta muraria del Bastione Rastriglia	107
10.3.7.	Andamento della deformata in condizioni di "Green Field" (campo libero)	112
10.3.8.	Conclusioni	117
10.3.9.	Interventi di compensation grouting	117
11.	ALLEGATO 1. ANALISI DI DETTAGLIO PER LE INFRASTRUTTURE	119
11.1.	INFRASTRUTTURA H	119
11.2.	INFRASTRUTTURA M	129
11.3.	INFRASTRUTTURA A	139
11.4.	INFRASTRUTTURA L	150
12.	ALLEGATO 2. TABELLA DI RIEPILOGO ANALISI CON METODI EMPIRICI	161
13.	ALLEGATO 3. SCHEDE EDIFICI INTERFERENTI. ANALISI LONGITUDINALI	162
14.	ALLEGATO 4. SCHEDE EDIFICI INTERFERENTI. ANALISI TRASVERSALI	163

1. INTRODUZIONE

La “Convenzione” stipulata il 28 maggio 2007 tra RFI S.p.A. e il Contraente Generale “Nodavia”, comprendeva, tra le varie prestazioni, anche la progettazione esecutiva e la realizzazione del Passante Ferroviario Alta Velocità del Nodo di Firenze e della Nuova Stazione Alta Velocità di Belfiore, opere ricadenti nel cosiddetto “Lotto 2”.

In data 25/02/2010, conclusesi le attività di verifica e l’iter autorizzativo da parte degli enti preposti, RFI ha approvato il progetto esecutivo del Lotto 2 e, in data 10/03/2010, ha consegnato i relativi lavori.

Tra gli anni 2010 e 2018 sono state realizzate soltanto alcune parti d’opera previste contrattualmente, in particolare:

- Nuova stazione AV di Belfiore: paratie a protezione dei manufatti intorno alla Stazione, diaframmi del Camerone, pali di fondazione, gli scavi di approfondimento e la realizzazione del primo solaio;
- Passante AV: pozzo avvio scavo meccanizzato, trincea di approccio, prima fase delle gallerie artificiali, aria di triage nord;
- Deposito Definitivo ex miniera di S. Barbara: terminal ferroviario di Bricchette, piazzole per la caratterizzazione del materiale proveniente dagli scavi, area logistica, viabilità di accesso alle piazzole;

Dal 2018 i lavori oggetto di convenzione risultano di fatto sospesi, in quanto l’Appaltatore ad aprile di tale anno ha presentato richiesta di concordato preventivo, successivamente accettata. Ciò ha portato, in data 27/05/2020, RFI e l’Appaltatore alla risoluzione della Convenzione anzidetta.

A seguito di questi eventi, RFI, al fine di riavviare al più presto i lavori di costruzione del c.d. “Lotto 2” e mettere in esercizio la linea AV, ha affidato alla propria società Infrarail Firenze (di seguito “IFR”) le attività necessarie a mettere a disposizione la documentazione progettuale da porre a base di appalto della sola esecuzione delle opere ancora da realizzare.

In ragione di questo affidamento, IFR ha, quindi, avviato le attività di revisione degli elaborati del progetto esecutivo già approvato, al fine di renderli coerenti con lo stato attuale delle opere già realizzate e le attività finora eseguite. Inoltre gli elaborati progettuali sono stati revisionati ed aggiornati, per le parti d’opera ancora da realizzare, in coerenza con le vigenti norme di riferimento e con il manuale di progettazione di RFI, ma, soprattutto, al fine di garantire l’interoperabilità delle linee transeuropee ai sensi della direttiva 2008/57/CE. Nel contempo sono state recepite le prescrizioni impartite in sede di approvazione del Progetto Esecutivo redatto dal Contraente Generale.

Si evidenzia che le attività di revisione progettuale sono state svolte nel rispetto degli indirizzi e delle autorizzazioni ottenute, pertanto sono stati inseriti, per completezza documentate, nella documentazione costituente il progetto esecutivo revisionato anche gli elaborati già approvati dagli enti competenti, con particolare riferimento all’Osservatorio Ambientale a suo tempo nominato, e che, come tali, sono stati di riferimento per la revisione ed aggiornamento delle soluzioni progettuali al fine di garantire la validità delle autorizzazioni già espresse.

2. GENERALITA'

La presente relazione illustra i risultati dello studio degli effetti e in particolare delle deformazioni indotte sui fabbricati e sulle infrastrutture dallo scavo meccanizzato delle gallerie a semplice binario del passante di Firenze della linea A.V. Milano – Napoli.

Il lavoro è basato essenzialmente sui dati ottenuti da:

- caratterizzazione geotecnica
- censimento degli edifici interferenti aggiornato alla presente fase progettuale
- planimetrie di tracciato
- sezioni in scala 1:200 del tracciato e delle strutture interferite

La presente relazione illustra i risultati dello studio degli effetti e in particolare delle deformazioni indotte sui fabbricati e sulle infrastrutture dallo scavo meccanizzato delle gallerie a semplice binario del passante di Firenze della linea A.V. Milano – Napoli.

Il lavoro è basato essenzialmente sui dati ottenuti da:

- caratterizzazione geotecnica
- censimento degli edifici interferenti aggiornato alla presente fase progettuale
- planimetrie di tracciato
- sezioni in scala 1:200 del tracciato e delle strutture interferite

Lo studio è articolato nelle seguenti fasi:

- raccolta dei dati (posizione rispetto agli assi delle gallerie a semplice binario) relativi agli edifici, alle linee ferroviarie esistenti ed ai complessi monumentali interessati dal bacino di subsidenza indotto dallo scavo ottenuti dagli elaborati grafici (sezioni e planimetrie di progetto, rilievo topografico e documentazione fotografica);
- analisi dei cedimenti indotti dagli scavi in prossimità dell'opera interferente attraverso procedimento semiempirico (Attewell et al. 1986), in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6;
- valutazione dei danni provocati sull'opera in superficie dagli scavi in sotterraneo in seguito ai cedimenti del terreno, in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6 e 4.10, con specifico riferimento alle tabelle di base tabb.4.8.4.3 e 4.10.8.1 e con valori ammissibili di soglia valutati sulla base dello stato dell'edificio (a rispondere alle indicazioni in 4.8.4.6.2). Per gli edifici ed i complessi monumentali si utilizza un procedimento semiempirico (Burland, 1995; Mair, Taylor, Burland, 1996). Per la valutazione degli effetti sui binari si effettua una stima dei parametri di qualità del binario definiti dalle Ferrovie;
- individuazione degli edifici aventi categoria di danno di livello superiore a una soglia predefinita e scelta per tali edifici di interventi per il controllo e la mitigazione dei cedimenti indotti dallo scavo, in risposta a quanto previsto nel "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6.2.

L'analisi viene svolta per le seguenti opere di superficie

- Edifici dislocati lungo il tracciato delle gallerie naturali
- Binari di superficie esistenti sottoattraversati dalle gallerie naturali
- Ponte al Pino
- Complesso monumentale Fortezza da Basso
- Infrastrutture tipo Sottopasso scatolare o Ponte, dislocate lungo il tracciato

Il progetto di salvaguardia opere interferenti, per quanto riguarda la parte dei calcoli sugli edifici, prevede le relazioni elencate nel seguito:

- Relazione sulla valutazione delle subsidenze e verifica degli effetti indotti sulle opere – NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.001;
- Valutazione della vulnerabilità degli edifici e definizione degli approfondimenti progettuali necessari – NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.002;
- Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n°22 - NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.003;
- Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n°24 - NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.004;
- Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n°91 - NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.005;
- Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n°29 - NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.009;
- Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n°35 - NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.007.

e gli ulteriori riferimenti presentati al cap. "ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO".

Il presente studio della subsidenza permette la valutazione degli effetti indotti dagli scavi in termini di cedimento e deformazioni sui fabbricati, a cui segue la valutazione della vulnerabilità degli edifici e l'applicazione ai casi in esame per la valutazione degli effetti anche in funzione delle caratteristiche strutturali, funzionali ed estetiche degli immobili. Lo studio della vulnerabilità degli edifici è consequenziale a quello sulla subsidenza in quanto il calcolo della vulnerabilità richiede, come dato di input, la categoria di danneggiamento calcolata nello studio sulla subsidenza. Le valutazioni di tali studi vengono in aggiunta integrate dalle analisi di dettaglio, che contengono i calcoli strutturali basati sull'interazione terreno-struttura.

Le conclusioni che tengono conto delle analisi svolte nei diversi studi si riportano nella relazione "Valutazione della vulnerabilità degli edifici" (NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.002), dove si riassumono le condizioni di ogni edificio in seguito agli effetti indotti dagli scavi, e si riepilogano i provvedimenti di salvaguardia da adottare.

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

3.1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, «Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni»
- Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018"
- Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 3. Corpo stradale, e relativi allegati (A, B, C, D, E)
- Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea
- UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici.
- UNI EN 1998-2:2011 – Strutture in zone sismiche –parte 2: ponti.
- UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- DECRETO 31 luglio 2012 Approvazione delle Appendici nazionali recanti i parametri tecnici per l'applicazione degli Eurocodici.
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione; Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili – Parte II – Sezione 2. Ponti e strutture, e relativi allegati (A, B, C)
- Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l'accessibilità del sistema ferroviario dell'Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/772 della Commissione del 16 maggio 2019 che modifica il regolamento (UE) n. 1300/2014 per quanto riguarda l'inventario delle attività al fine di individuare le barriere all'accessibilità, fornire informazioni agli utenti e monitorare e valuta i progressi compiuti in materia di accessibilità; Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "energia" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 DELLA Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n.

1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione;

- Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la "sicurezza nelle gallerie ferroviarie" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 DELLA Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione; Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi "controllo-comando e segnalamento" del sistema ferroviario nell'Unione europea, modificato dal: Regolamento di esecuzione (UE) 2019/776 DELLA Commissione del 16 maggio 2019 che modifica i regolamenti (UE) n. 321/2013, (UE) n. 1299/2014, (UE) n. 1301/2014, (UE) n. 1302/2014, (UE) n. 1303/2014 e (UE) 2016/919 della Commissione e la decisione di esecuzione 2011/665/UE della Commissione per quanto riguarda l'allineamento alla direttiva (UE) 2016/797 del Parlamento europeo e del Consiglio e l'attuazione di obiettivi specifici stabili nella decisione delegata (UE) 2017/1471 della Commissione; UNI EN 1998-1:2013 – Strutture in zone sismiche – parte 1: generale ed edifici. UNI EN 1998-2:2011 Strutture in zone sismiche – parte 2: ponti. UNI EN 1992-1-1: EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI/ENV 1997 - Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica.

3.2. RIFERIMENTI CONTRATTUALI

Le specifiche di riferimento sono di seguito richiamate:

- Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II – Sezione 4. Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 D)
- Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili parte II - Sezione 11. Gallerie (RFI DTC SI GA SP IFS 001 B)

3.3. ELABORATI DI PROGETTO DI RIFERIMENTO

[P1] Rivestimento in conci prefabbricati - Relazione tecnica e di calcolo
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001

[P2] Valutazione effetti indotti di lungo termine dall'interazione tra scavo e falda – relazione tecnica e di calcolo
NF1W.00.E.ZZ.RH.GN0200.001

[P3] Valutazione della vulnerabilità degli edifici e definizione degli approfondimenti progettuali necessari
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.002

- [P4] Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n° 22
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.003
- [P5] Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n° 24
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.004
- [P6] Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n° 91
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.005
- [P7] Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n° 35
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.007
- [P8] Analisi di dettaglio effetti indotti edificio n° 29
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.008
- [P9] Planimetria opere interferenti - Classe di danno $V_p=0,4\%$ - Tavv. 1 ÷ 7
NF1W.00.E.ZZ.P7.GN0200.001 / 007
- [P10] Planimetria opere interferenti - Classe di danno $V_p=1,0\%$ - Tavv. 1 ÷ 7
NF1W.00.E.ZZ.P7.GN0200.008 / 014
- [P11] Planimetria opere interferenti - Vulnerabilità con $V_p=0,4\%$ - Tavv. 1 ÷ 7
NF1W.00.E.ZZ.P7.GN0200.015 / 021
- [P12] Planimetria opere interferenti - Vulnerabilità con danno $V_p=1,0\%$ - Tavv. 1 ÷ 7
NF1W.00.E.ZZ.P7.GN0200.022 / 028
- [P13] Monitoraggio esterno - Planimetria ubicazione punti di livellazione e strumentazione geotecnica Tav. 1 di 14
NF1W.00.E.ZZ.P8.GN0300.001
- [P14] Monitoraggio esterno - Planimetria ubicazione punti di livellazione e strumentazione geotecnica Tav. 2 di 14
NF1W.00.E.ZZ.P8.GN0300.002
- [P15] Monitoraggio Esterno Binari Campo Di Marte
NF1W.00.E.ZZ.RH.GN0300.005
- [P16] Monitoraggi Binari-Zona Campo di Marte- Scavo Canna Pari - Planimetria ubicazione strumentazioni
NF1W.00.E.ZZ.P9.GN0300.002
- [P17] Monitoraggi Binari-Zona Campo di Marte- Scavo Canna Dispari - Planimetria ubicazione strumentazioni
NF1W.00.E.ZZ.P9.GN0300.003
- [P18] Intervento di consolidamento spalla del Ponte Al Pino. Relazione di calcolo
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0210.002
- [P19] Relazione di Calcolo Ponte al Pino
NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0210.003.

3.4. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [P21] Boone S.J., Westland J., Nusink R. (1999) "Comparative evaluation of building responses to an adjacent braced excavation ". *Can. Geotech. J.* 36: 210–223
- [P22] Mott MacDonald (1992) "Prediction and effects of ground movements caused by tunnelling in soft ground beneath urban areas" Funders Report for CIRIA, Westminster, London.;
- [P23] Leblais, Y., Andre, d., Chapeau, C, Dubois, P., Gigan, J.P., Guillaume, J., Leca, E., Pantet, A., Riondy, G. (1995) "Settlements induced by tunnelling". AFTES, Text of Recommendations
- [P24] Boscardin M.D., Cording E.J., (1989) "Building response to excavation induced settlements". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, n.115, pp.1-21
- [P25] O'Really M.P., New B.M. (1991) "Tunnelling induced ground movements: predicting their magnitude and effects". *Proc. Int. Conf. on Ground Movements and Structures, Cardiff*
- [P26] Attewell, P.B. (1988) "An overview of site investigation and long term tunnelling-induced settlements in soil". *Geological Society, Nottingham*, pp.55-62
- [P27] Rankin W. J. (1988) "Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects". *Eng. Geology of Underground Movements, Nottingham*
- [P28] Attewell, P., Taylor, R.K. (1984)"Ground movements and their effects on structures". Chapman and Hall ed. New York
- [P29] O'Really M.P., New B.M. (1982) "Settlements above tunnels in U.K, their magnitude and prediction". *Tunnelling*, n.82, pp173-181
- [P30] Burland J.B., Wroth C.P. (1977)"Behaviour of foundations and structures". 9th International Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokio, State-of-the-Art Report, Vol.2, pp.495-546
- [P31] Bjerrum L. (1963) Contribution to discussion. Session IV, *Proc. European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, II*, pp.135-137
- [P32] Guglielmetti V., Grasso P., Mahtab A., Xu S. (2007) "Mechanized Tunnelling in Urban Areas: Design methodology and construction control". CRC Press

4. CARATTERISTICHE DEL TRACCIATO

Il tracciato analizzato, riguardante le sole gallerie naturali, si snoda al di sotto dell'area urbana di Firenze a partire dalla zona della stazione di Rifredi fino alla futura stazione A.V. di Firenze (zona Macelli) e da questa fino alla zona della stazione di Campo di Marte, per uno sviluppo complessivo di circa 5000 m.

L'opera prevista è costituita da una coppia di gallerie naturali a singolo binario poste generalmente ad un interasse di 20.0 m, con coperture variabili da 6 a 27 m. Si prevede l'impiego di scavo meccanizzato con fronte in pressione; il diametro di scavo è di 9,4 m.

Per la valutazione del danneggiamento delle strutture interferite, è stato eseguito un censimento degli edifici nel 1998. Tale censimento, nell'ambito della redazione del PD è stato successivamente integrato con edifici non previsti. Il materiale con le integrazioni è stata l'origine delle informazioni sulle opere interferenti per lo sviluppo del presente studio.

La redazione degli stati di consistenza ha fornito ulteriori elementi per l'aggiornamento dello studio a livello di progettazione di dettaglio.

L'attuale studio, inoltre, include le valutazioni relative ad una serie di fabbricati aggiuntivi come da richiesta dell'Osservatorio Ambientale.

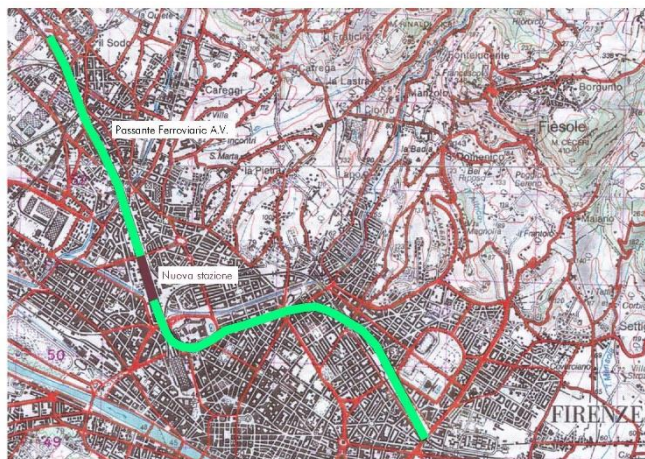


Figura 4-1. - Tracciato del Passante AV

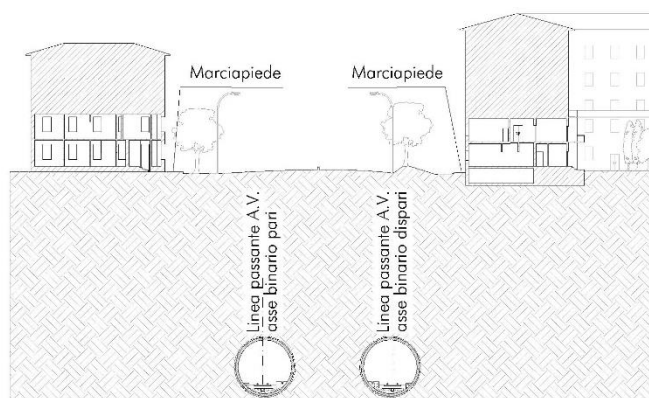


Figura 4-2. Sezione trasversale del Passante AV sotto a V.le Lavagnini

5. ANALISI DELLE SUBSIDENZE INDOTTE DALLO SCAVO DELLE GALLERIE

5.1. CEDIMENTI A BREVE TERMINE

La curva dei cedimenti indotti a breve termine in senso *trasversale* all'asse della galleria in condizioni "green field" (superficie libera), nel caso di una galleria superficiale, è schematizzabile con buona approssimazione con una curva di probabilità normale ricavabile dalla seguente equazione (Attewell et al. 1986):

$$S_v = \frac{0.313 \cdot V_p \cdot \phi^2}{(k \cdot z_0)} \cdot e^{\left(\frac{-y^2}{2 \cdot i^2}\right)}$$

in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6.1, dove:

S_v = cedimento verticale nel punto posto alla distanza y dall'asse della galleria

V_p = volume perso in superficie, durante lo scavo, per unità di lunghezza - viene espresso come percentuale nominale del volume teorico di scavo. Rappresenta l'area sottesa tra la curva dei cedimenti del piano campagna e la sua superficie indeformata

ϕ = diametro della galleria

k = coefficiente adimensionale dipendente dalla natura dei terreni attraversati

z_0 = profondità dell'asse longitudinale della galleria da p.c.

y = coordinata del punto (di cui si vuole definire il cedimento) misurata rispetto all'asse della galleria

$i = k \cdot z_0$ = distanza tra il punto di flesso della curva e l'asse della galleria

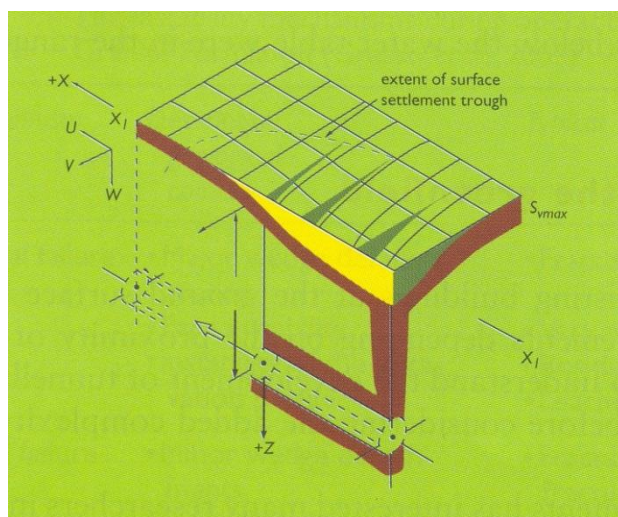


Figura 5-1. Spostamento verticale del terreno in seguito alla realizzazione della galleria

La curva dei cedimenti indotti a lungo termine in senso *longitudinale* all'asse della galleria in condizioni "green field" (superficie libera), nel caso di una galleria superficiale, è schematizzabile con buona approssimazione con la curva integrale della funzione di Gaussiana utilizzata per la definizione dei cedimenti trasversali. La curva è caratterizzata da un parametro i uguale a quello adottato per la sezione trasversale, e con valore di cedimento in corrispondenza del fronte della galleria pari al 50% del valore massimo di subsidenza trasversale (Attewell et al. 1986)

Per individuare i limiti del bacino di subsidenza, oltre i quali gli spostamenti verticali sono nulli, in letteratura è riportata la convenzione di considerare nulli gli spostamenti verticali quando questi sono inferiori ad una frazione dello spostamento massimo, ossia, se $S_v \leq 0.044 S_{max}$, allora $S_v = 0$. Il limite del bacino di subsidenza si ottiene quindi laddove $S_v = 0.044 S_{max}$ (Mair, Taylor, Burland, 1996). Per le proprietà della curva Gaussiana, questa condizione si realizza in $y = \pm 2.5 i$ (in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6 e 4.10).

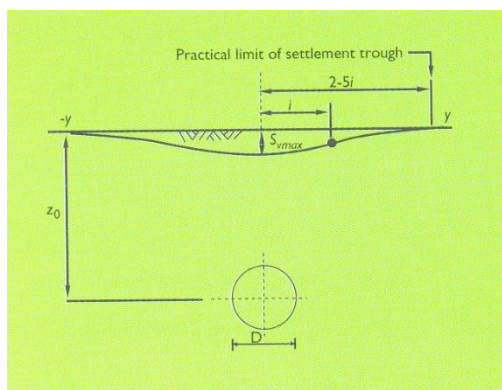


Figura 5-2. Sezione trasversale - Spostamenti verticali ed orizzontali, tensioni orizzontali

Per l'analisi della subsidenza indotta dalle due gallerie appaiate si opera con la sovrapposizione degli effetti.

Per la caratterizzazione delle distribuzioni dei cedimenti superficiali è necessaria la definizione del parametro $V_p(\%)$ e del coefficiente $k(-)$. I valori impiegati nelle analisi svolte sono riportati nella tabella seguente. Come si legge in tabella sono stati considerati due valori di k : $k=0.35$ riferito a terreni granulari e $k=0.5$ riferito a terreni più coesivi, al fine di tener conto della stratigrafia complessa dei terreni interessati dagli effetti indotti dallo scavo. I due valori proposti comprendono tutte le situazioni intermedie.

V _p (%)	Condizione
0.4	Condizione limite di normale esercizio TMB.
1.0	Raggiungimento della soglia di allarme. Analisi cautelativa i cui risultati permettono di avere un quadro dei possibili effetti indotti da imprevisti locali per il funzionamento dello scavo meccanizzato e per il contesto geologico.
1.5	Analisi estremamente cautelativa i cui risultati permettono di evidenziare il livello di rischio in caso di conduzione dello scavo in modalità non corretta e/o fenomeni non prevedibili.
k (-)	Terreno
0.35	Terreni a comportamento prevalentemente granulari.
0.5	Terreni a comportamento prevalentemente coesivi.

Tabella 5-1 Parametri influenti sulla stima dei cedimenti

L'influenza di V_p e k sull'andamento della curva dei cedimenti è schematicamente riassunta nella tabella seguente:

Parametro	Condizione	Influenza
V _p	crescente	Aumento proporzionale dei cedimenti.
k	crescente	Graduale abbassamento ed allargamento della distribuzione dei cedimenti: a valori di k bassi corrispondono distribuzioni strette ed alte; a valori di k elevati corrispondono distribuzioni ampie ed basse.

Tabella 5-2 Influenza dei parametri sui cedimenti del terreno

5.1.1. Considerazioni in merito ai valori di volume perso assunti nel progetto

Il Volume perso (V_p) risulta un parametro fondamentale nella valutazione del livello potenziale di danno indotto dallo scavo.

Secondo quanto riportato nelle Specifiche tecniche macchine di scavo (rif. elab. NF1W.00.E.ZZ.SP.GN0100.001), la fresa deve garantire in ogni punto del tracciato la possibilità di produrre cedimenti al piano campagna contenuti entro un valore corrispondente ad un V_p pari a 0,4%. Pertanto si assume tale valore come rappresentativo della "soglia di esercizio". In altri termini sono considerate condizioni di normale avanzamento dello scavo quelle nelle quali il V_p risulterà sempre minore o uguale a 0,4%.

Con lo scopo, quindi, di verificare gli effetti indotti in esercizio, nelle analisi si fa riferimento ad un valore di V_p che abbia la maggiore frequenza di accadimento, pari cioè a 0,4%, in conformità alle prescrizioni indicate al punto G dell'Allegato n. 2 all'accordo Procedimentale Ambientale, agli atti della CdS del '99.

Per ottenere una mappatura degli effetti indotti in situazioni impreviste o addirittura imprevedibili, che esulano dalle normali condizioni operative dello scavo, si considerano valori di V_p maggiori, rappresentativi di soglie limite che eccedono tale livello di riferimento. Il valore pari a 1% si considera rappresentativo di uno scenario conservativo in merito alla valutazione del livello di danneggiamento potenziale degli edifici, in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.10.8., in associazione alle valutazioni in relazione ai limiti ammissibili come previsto al par. 4.8.6.2.

Si fa presente che la probabilità che il V_p superi i livelli di soglia prefissati diminuisce rapidamente all'aumentare della soglia stessa.

5.2. CEDIMENTI DI LUNGO TERMINE

Le analisi effettuate si riferiscono unicamente agli spostamenti che si originano subito dopo il passaggio della macchina di scavo ossia a breve termine.

Gli effetti dei cedimenti di lungo termine (secondari) prodotti dalle variazioni di pressione idrostatica sono trascurabili per:

- le modestissime variazioni di pressione neutre indotte in fase di scavo: la velocità di scavo risulta estremamente elevata se comparata ad uno scavo tradizionale, per cui un transitorio di durata minima in corrispondenza di una determinata posizione. La fresa avanza con una pressione al fronte superiore a quella idrostatica, in modo da non generare fenomeni di abbassamento della falda;
- la bassa compressibilità dei terreni (moduli statici 80-150MPa) in rapporto alle variazioni di pressioni neutre previste;
- la completa impermeabilità del rivestimento che impedisce a regime il drenaggio della falda;

In ogni caso, eventuali e anomale perdite di pressioni al fronte durante lo scavo, oppure locali e parziali perdite di permeabilità del rivestimento definitivo produrrebbero, data la bassa permeabilità complessiva dei terreni attraversati, variazioni di pressione idraulica in un intorno molto limitato galleria.

Tali anomalie esulano da una normale e corretta esecuzione dello scavo. Qualora si verificassero andranno immediatamente eliminate.

Inoltre gli incrementi di cedimento assoluti non inducono deformazioni orizzontali: il loro sviluppo su superfici più ampie non genera incrementi di cedimenti differenziali.

Per ulteriori dettagli si rimanda all'elaborato NF1W.00.E.ZZ.RH.GN0200.001 – Valutazione effetti indotti di lungo termine dall'interazione tra scavo e falda – relazione tecnica e di calcolo.

6. ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI SUI FABBRICATI INTERFERENTI

Si riportano i risultati dell'analisi degli effetti indotti dallo scavo per gli edifici interferenti con il tracciato ferroviario sotterraneo.

Lo studio è aggiornato alla data di redazione della presente fase progettuale ed include pertanto fabbricati, opere d'arte ed infrastrutture non contemplati nel Progetto Definitivo approvato, in quanto realizzati ex novo, modificati o non studiati in precedenza, l'aggiornamento delle condizioni rispetto al progetto esecutivo di primo livello e l'integrazione dello studio in ottemperanza alle richieste dell'Osservatorio.

In questa sede sono stati studiati gli effetti dovuti allo scavo delle gallerie a singolo binario con EPB, tramite l'utilizzo della procedura di valutazione del rischio danneggiamento già adoperata in sede di PD e di PE 1L.

Successivamente saranno effettuate analisi numeriche dettagliate d'interazione terreno/struttura al fine di approfondire lo stato potenziale di danneggiamento delle preesistenze maggiormente suscettibili degli effetti indotti dallo scavo. Vengono sottoposti ad analisi di dettaglio gli edifici che non presentano strutture isostatiche, quelli che non siano di scarso interesse, in stato di abbandono o altrimenti adibiti a deposito. Si analizzano invece gli edifici con destinazione d'uso e caratteristiche tali da richiedere maggiori approfondimenti. La valutazione dello stato di danno potenziale così ottenuta risulta in generale pari o inferiori a quella desumibile dal metodo semiempirico adottato nel presente studio, il quale si basa su ipotesi che a vantaggio di sicurezza sovrastimano le deformazioni e sottostimano la rigidezza del fabbricato analizzato.

6.1. DATI DI BASE PER L'ANALISI

Gli edifici riportati sono stati sottoposti all'analisi di rischio danneggiamento in seguito allo scavo meccanizzato delle gallerie, utilizzando come dati di input le informazioni ricavate da:

- Rilievo topografico/metrico/strutturale
- Elaborati progettuali degli edifici ove disponibili (SdC)
- Osservazione visiva dall'esterno

I dati necessari per la stima del rischio di danneggiamento sono stati ricavati dagli elementi sopra elencati e, nel caso d'incertezza, sono state svolte più analisi di sensibilità al variare dei parametri di progetto.

Laddove gli edifici presentavano geometrie non uniformi, questi sono stati sottoposti a differenti analisi per diverse porzioni di fabbricato.

La categoria di danno riportata nel riepilogo della relazione, per ogni edificio individuato, è quella più gravosa che si ricava dal gruppo delle analisi svolte.

6.2. DATI RIGUARDANTI GLI EDIFICI

Le informazioni raccolte dal censimento sono le seguenti:

- destinazione d'uso dei fabbricati;
- pianta e sezioni dei singoli edifici, con indicazione della tipologia di struttura (in muratura o in cls);

Le informazioni raccolte dal rilievo sono le seguenti:

- dimensioni e posizione plano-altimetrica dei fabbricati rispetto all'asse della galleria del Binario Pari.

Per tutti i fabbricati sono state eseguite le analisi volte a quantificare i danni indotti dallo scavo delle singole gallerie; inoltre sono stati analizzati anche gli effetti sovrapposti dovuti allo scavo di entrambe le gallerie.

6.3. VALUTAZIONE DEI DANNI AGLI EDIFICI TRAMITE DEFINIZIONE E STIMA DELLE CATEGORIE DI DANNEGGIAMENTO

6.3.1. Modalità di analisi dei cedimenti indotti e tipologia di analisi

Le analisi degli edifici sono state condotte considerando gli effetti combinati dovuti ai cedimenti verticali ed orizzontali. Per tutti gli edifici è stata svolta l'analisi nel piano trasversale alle gallerie. Per un certo numero di fabbricati sono stati valutati anche gli effetti derivanti dagli spostamenti nel piano verticale longitudinale alla galleria in costruzione. Per tutti gli edifici le analisi sono state svolte con lo schema della trave equivalente. Per le strutture in c.a. è stata eseguita anche l'analisi della struttura intelaiata.

6.3.2. Schematizzazione dei fabbricati interferiti

I fabbricati interferiti vengono schematizzati come semplici travi elastiche e prive di peso aventi altezza H e lunghezza L pari a quelle della sezione dell'edificio analizzato (Burland, 1997).

La dimensione L (lunghezza) viene considerata secondo lo schema riportato di seguito (si veda la figura seguente):

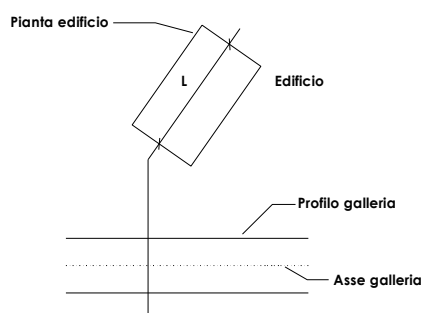


Figura 6-1. Individuazione della lunghezza dell'edificio

In base allo schema considerato, gli edifici si analizzano, a favore di sicurezza, considerandoli ortogonali al tracciato.

6.3.3. Deformazioni indotte sui fabbricati interferiti – analisi trasversale alle gallerie

Prendendo in considerazione i movimenti del terreno sul piano trasversale alla galleria, la curva dei cedimenti si suddivide in tre zone:

- due zone con concavità verso il basso – zone "hogging", dove le strutture che poggiano sul p.c. sono sottoposte a trazione, per la presenza di deformazioni superficiali di estensione e per il contributo della curvatura del p.c. Questa zona è compresa nell'intervallo:

$$y > +i \text{ e } y < -i$$

- una zona con concavità verso l'alto – zona "sagging", dove le strutture che poggiano sul p.c. sono sottoposte a compressione, per la presenza di deformazioni superficiali di compressione oltre che per il contributo della curvatura del p.c. Questa zona è compresa nell'intervallo:

$$y > -i \text{ e } y < +i$$

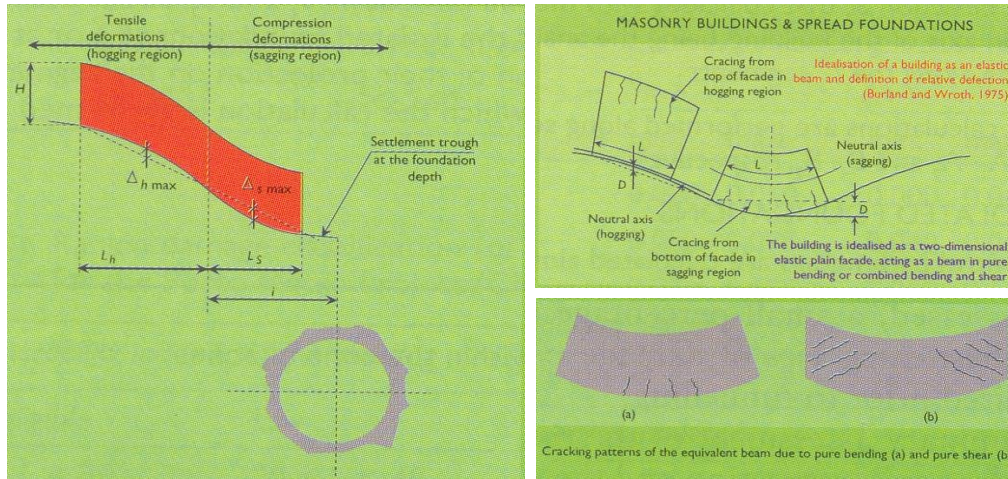


Figura 6-2. Zone di Hogging e Sagging

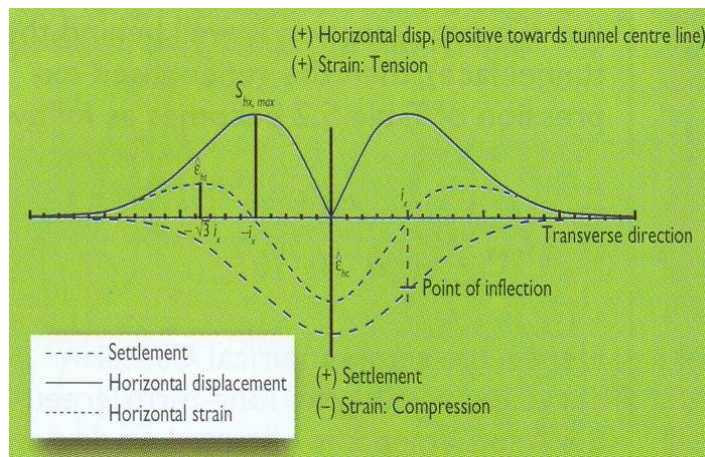


Figura 6-3. Sezione trasversale - Spostamenti verticali ed orizzontali, tensioni orizzontali

Per la definizione delle deformazioni indotte si considera di imprimere alla trave equivalente all'edificio la stessa deformata "green field". Il bacino di subsidenza viene limitato ad una fascia compresa tra $+2.5i$ e $-2.5i$ (i = distanza fra il punto di flesso della curva e l'asse della galleria) posta a cavallo dell'asse della galleria ne derivano le seguenti assunzioni:

- gli spostamenti orizzontali e verticali di punti esterni ai limiti del bacino sono nulli,
- la porzione di edificio interessata dalle deformazioni è quella compresa tra i suddetti estremi.

- La nuova configurazione della trave (equivalente all'edificio) implica la mobilitazione di sollecitazioni flessionali e di taglio e corrispondenti deformazioni. Le deformazioni indotte si calcolano mediante le seguenti equazioni:

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta/L_i}{\left[\frac{L_i}{12t} + \frac{3IE}{2tL_iHG} \right]}; \quad \varepsilon_t = \frac{\Delta/L_i}{\left[1 + \frac{HL_i^2G}{18IE} \right]}$$

in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6.2, dove:

ε_f = deformazione flessionale

ε_t = deformazione di taglio

Δ/L_i = rapporto di inflessione

L_i = porzione ($\leq L$ = lunghezza edificio) di edificio ricadente nella zona analizzata

I = modulo di inerzia ($H^3/12$ in zona sagging ; $H^3/3$ in zona hogging)

E/G = rapporto tra il modulo di elasticità longitudinale e tangenziale (12.5 per fabbricati in c.a. e 2.6 per fabbricati in muratura)

t = distanza dell'asse neutro dal bordo teso della trave ($H/2$ in zona sagging ; H in zona di hogging)

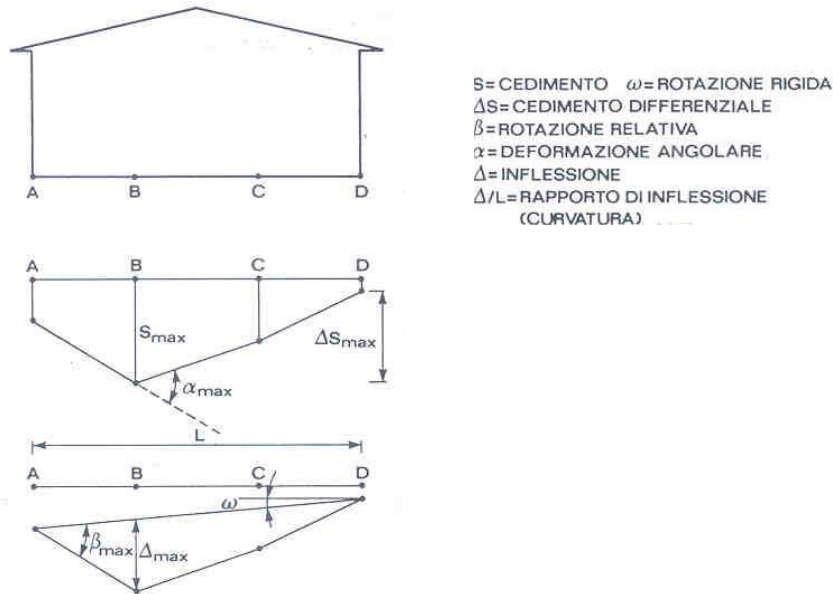


Figura 6-4. Rapporto d'inflessione

Oltre a queste deformazioni, si deve tenere conto degli effetti delle deformazioni orizzontali ε_y del terreno. Il valore di ε_y è ricavabile dalla seguente equazione:

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta S_h}{L_i}$$

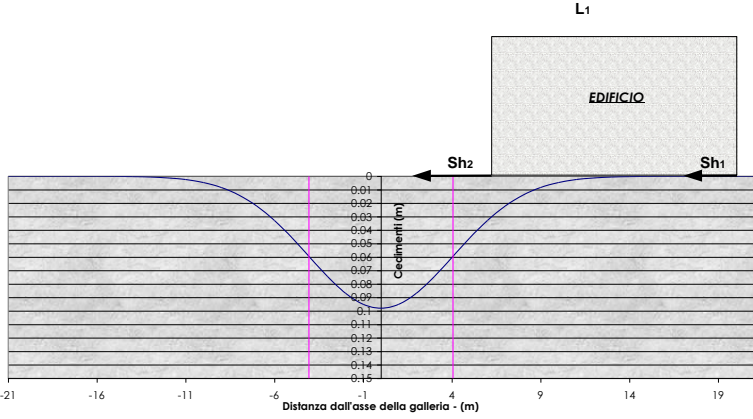
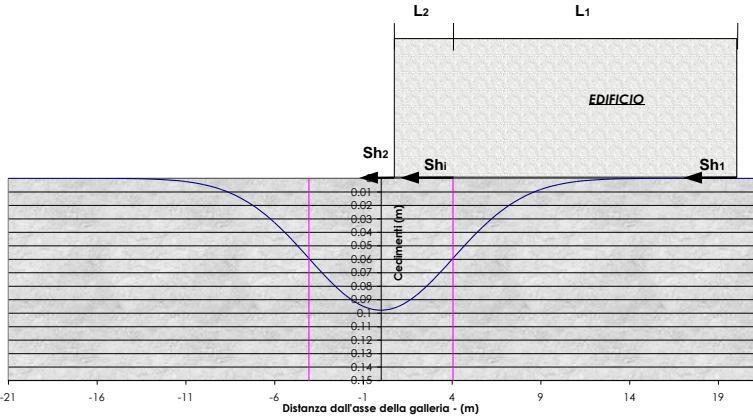
in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6.2, dove:

dove:

$S_h = (y/z_0) \times S_v =$ spostamento orizzontale nel punto posto alla distanza y dall'asse della galleria

$S_v =$ cedimento verticale nel punto posto alla distanza y dall'asse della galleria

$\Delta S_h =$ si veda l'illustrazione

CONDIZIONE	STATO	ΔS_h	L^*
	hogging a dx estensione $\epsilon_y > 0$	$ S_{h2} - S_{h1} $	L^*_1
	sagging compressione $\epsilon_y < 0$	0	0
	hogging a sx estensione $\epsilon_y > 0$	0	0
	hogging a dx estensione $\epsilon_y > 0$	$ S_{hi} - S_{h1} $	L^*_1
	sagging compressione $\epsilon_y < 0$	$ S_{hi} - S_{h2} $	L_2
	hogging a sx estensione $\epsilon_y > 0$	0	0

CONDIZIONE	STATO	ΔS_h	L^*
	hogging a dx estensione ϵ_y > 0	$ S_{hi} - S_{h1} $	L^*_1
	sagging compressione ϵ_y < 0	$ S_{hi} + S_{h2} $	L_2
	hogging a sx estensione ϵ_y > 0	0	0
	hogging a dx estensione ϵ_y > 0	$ S_{hi} - S_{h1} $	L^*_1
	sagging compressione ϵ_y < 0	$2 \cdot S_{hi} $	L_2
	hogging a sx estensione ϵ_y > 0	$ S_{hi} - S_{h2} $	L^*_3
	sagging compressione ϵ_y < 0	$ S_{h1} - S_{h2} $	L_2
	hogging a sx estensione ϵ_y > 0	0	0

CONDIZIONE	STATO	ΔS_h	L^*
	hogging a dx estensione ε_y > 0	0	0
	sagging compressione ε_y < 0	$ S_{h1} + S_{h2} $	L_2
	hogging a sx estensione ε_y > 0	0	0
	hogging a dx estensione ε_y > 0	0	0
	sagging compressione ε_y < 0	$ S_{h1} - S_{h2} $	L_2
	hogging a sx estensione ε_y > 0	0	0

* Per quegli edifici aventi l'estremo più lontano posto oltre il limite del bacino di subsidenza ($\pm 2.5i$) si deve assumere come estremo tale limite e le lunghezze L_1 e L_3 devono essere calcolate rispetto ad esso.

I campi di deformazione vengono composti, per ogni campo deformativo (hogging a dx – sagging – hogging a sx), secondo le seguenti equazione:

$$\varepsilon_{totale} = \varepsilon_y + \varepsilon_f \text{ (condizione di flessione)}$$

$$\varepsilon_{totale} = 0.35 \cdot \varepsilon_y + \left[(0.65 \cdot \varepsilon_y)^2 + \varepsilon_t^2 \right]^{0.5} \text{ (condizione di taglio, } n = 0.3)$$

In zona di "hogging" le deformazioni indotte dai cedimenti verticali (deformazioni in estensione) si sommano alle deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (deformazioni in estensione), mentre in zona di "sagging" alle deformazioni indotte dai cedimenti verticali (deformazioni in estensione) si sottraggono le deformazioni indotte dagli spostamenti orizzontali (deformazioni in compressione).

Le analisi sono state svolte nel caso di presenza di una sola galleria e in quello della presenza di entrambe le canne. Sono stati considerati inoltre due valori di k e tre di V_p , oltre che la presenza o l'assenza delle deformazioni orizzontali. I casi analizzati sono riassunti di seguito:

1. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=0.4\%$; galleria B.P.
2. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=0.4\%$; galleria B.D.
3. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=0.4\%$; gallerie B.P.+B.D.
4. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=1.0\%$; galleria B.P.
5. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=1.0\%$; galleria B.D.
6. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=1.0\%$; gallerie B.P.+B.D.
7. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=1.5\%$; galleria B.P.
8. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=1.5\%$; galleria B.D.
9. $\varepsilon_H=0$; $k=0.35$; $V_p=1.5\%$; gallerie B.P.+B.D.
10. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=0.4\%$; galleria B.P.
11. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=0.4\%$; galleria B.D.
12. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=0.4\%$; gallerie B.P.+B.D.
13. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=1.0\%$; galleria B.P.
14. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=1.0\%$; galleria B.D.
15. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=1.0\%$; gallerie B.P.+B.D.
16. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=1.5\%$; galleria B.P.
17. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=1.5\%$; galleria B.D.
18. $\varepsilon_H=0$; $k=0.50$; $V_p=1.5\%$; gallerie B.P.+B.D.
19. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=0.4\%$; galleria B.P.
20. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=0.4\%$; galleria B.D.
21. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=0.4\%$; gallerie B.P.+B.D.
22. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=1.0\%$; galleria B.P.
23. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=1.0\%$; galleria B.D.
24. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=1.0\%$; gallerie B.P.+B.D.
25. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=1.5\%$; galleria B.P.
26. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=1.5\%$; galleria B.D.
27. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.35$; $V_p=1.5\%$; gallerie B.P.+B.D.
28. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=0.4\%$; galleria B.P.
29. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=0.4\%$; galleria B.D.
30. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=0.4\%$; gallerie B.P.+B.D.
31. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=1.0\%$; galleria B.P.
32. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=1.0\%$; galleria B.D.
33. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=1.0\%$; gallerie B.P.+B.D.
34. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=1.5\%$; galleria B.P.
35. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=1.5\%$; galleria B.D.
36. $\varepsilon_H \neq 0$; $k=0.50$; $V_p=1.5\%$; gallerie B.P.+B.D.

6.3.4. Deformazioni indotte sui fabbricati interferiti – analisi longitudinale rispetto alla galleria in costruzione

Per gli edifici caratterizzati da una disposizione e dimensione parallela all'asse della galleria e comparabile con l'estensione del bacino di subsidenza, saranno eseguite valutazioni di danno prodotte dai cedimenti differenziali in senso longitudinale.

Prendendo in considerazione i movimenti del terreno sul piano trasversale alla galleria, in riferimento all'immagine seguente, vengono utilizzate le espressioni sotto riportate per gli spostamenti verticali e orizzontali, in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6.2:

:

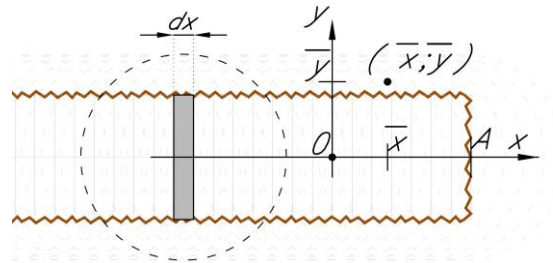


Figura 6-5. Vista in pianta della galleria in costruzione. Dominio bidimensionale per la stima dei cedimenti

- cedimento verticale S_V su dominio monodimensionale ($\bar{x}; \bar{y} = 0$) per diverse posizioni del fronte (A).

$$S_V(\bar{x}; A) = S_{V,MAX} \frac{1}{i\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^A e^{-\frac{-(\bar{x}-x)^2}{2i^2}} dx$$

L'espressione riportata per il cedimento verticale descrive la curva integrale della funzione Gaussiana, caratterizzata da un parametro i uguale a quello adottato per la sezione trasversale e con valore di cedimento in corrispondenza del fronte della galleria pari al 50% del valore massimo di subsidenza trasversale.

- cedimento orizzontale S_X su dominio monodimensionale ($\bar{x}; \bar{y} = 0$) per diverse posizioni del fronte (A).

$$S_X(\bar{x}; A) = -S_{V,MAX} \frac{k}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{-(\bar{x}-A)^2}{2i^2}} \quad \text{per } \bar{x} > A$$

$$S_X(\bar{x}; A) = -S_{V,MAX} \frac{k}{\sqrt{2\pi}} \quad \text{per } \bar{x} \leq A$$

L'espressione riportata per il cedimento orizzontale deriva dalle stesse assunzioni fatte per la stima dei cedimenti verticali, aggiungendo l'ipotesi che gli spostamenti del p.c., per un determinato piccolo avanzamento del fronte di scavo, siano in direzione del fronte di scavo stesso.

Viene considerato lo scavo di una singola galleria, per i diversi casi di V_p e k considerati nell'analisi trasversale.

Analogamente all'analisi trasversale, s'individuano le zone di hogging e di sagging, e vengono così stimate le deformazioni di trazione impresse alla trave equivalente con cui è schematizzato il fabbricato. L'analisi viene svolta sia considerando le deformazioni orizzontali che trascurandole, considerando poi il caso più sfavorevole.

L'analisi viene svolta ripetutamente per diverse posizioni del fronte, fino ad individuare la condizione più sfavorevole.

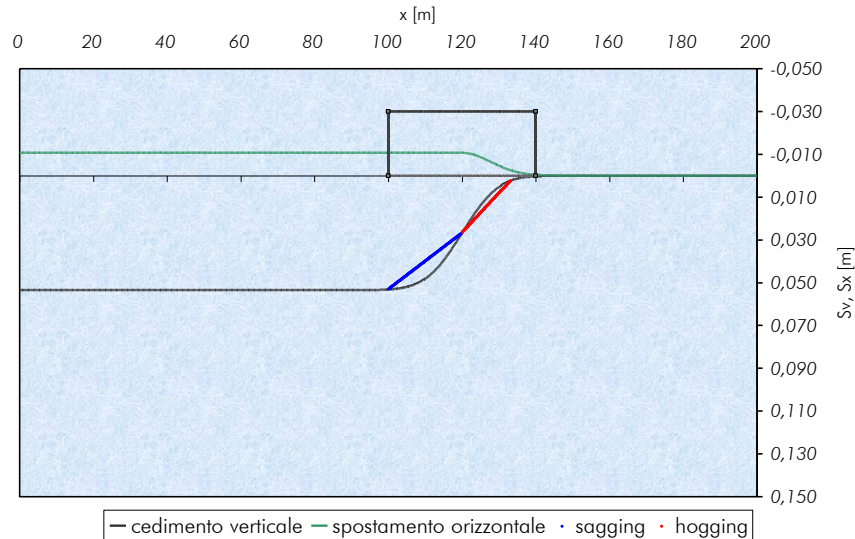


Figura 6-6. sezione longitudinale della galleria in costruzione. Movimenti green-field, con zone di sagging ed hogging e posizionamento dell'edificio analizzato

6.3.5. Deformazioni indotte sui fabbricati interferiti in c.a. – analisi trasversale alle gallerie

Con riferimento agli edifici in c.a. sono state implementate ulteriori analisi per la valutazione del danno che mirano a simulare in maniera più aderente il comportamento di un edificio a telaio in cemento armato soggetto a cedimenti del piano d’imposta delle fondazioni indotto dallo scavo.

Nello specifico sono state valutate le rotazioni o distorsioni angolari massime che intervengono tra i pilastri della struttura, da cui dipendono i danni.

Il parametro stimato è rappresentato nella figura seguente.

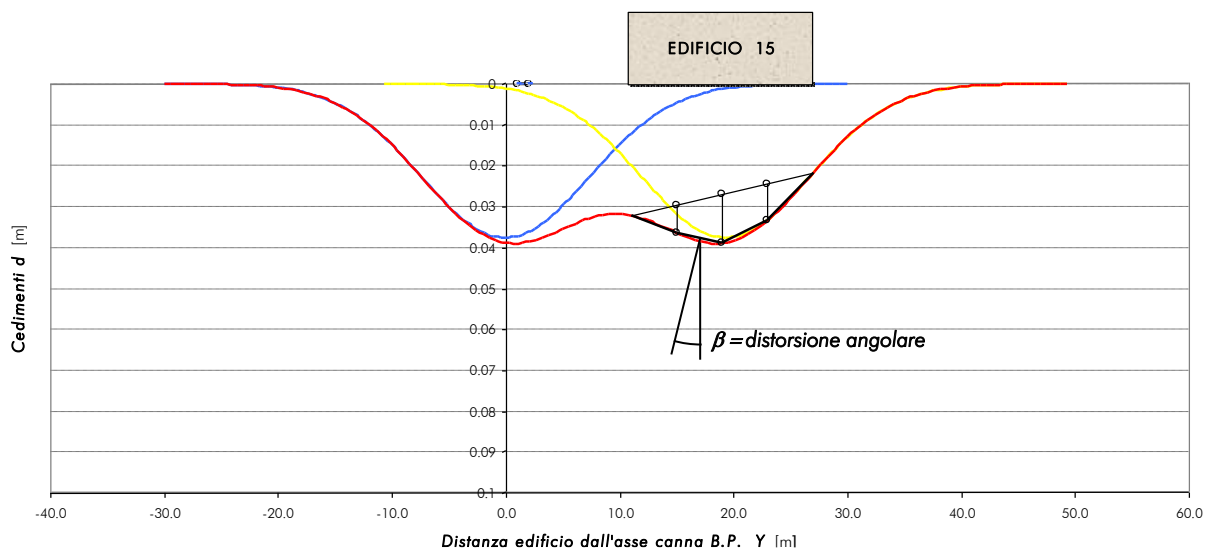


Figura 6-7. Distorsione angolare

6.3.6. Definizione delle categorie di danno

Il sistema di classificazione del danno indotto sulle strutture è basato sulla “facilità di riparazione”, prendendo in considerazione alcuni aspetti quali l’apertura delle fessure, l’inclinazione, i danni ai servizi.

A tale sistema di classificazione, composto da sei classi di danno (da 0 a 5), Boscardin e Cording (1989) fanno corrispondere dei valori limite di deformazione a trazione, riportati e descritti nelle seguenti tabelle (in accordo a quanto previsto dal “Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie” al par. 4.8.4.6.2-tab. 4.8.43 e par. 4.10.8-tab. 4.10.8.1). In associazione alla categoria di danno viene associata la “tipologia del fabbricato” ai sensi del “Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie” par. 4.10.8.

Categoria di danno	Intensità del danno*	Deformazione limite di allungamento ϵ_{lim} (%)	Tipo fabbricati
0	Trascurabile	0.00 ÷ 0.05	A
1	Molto lieve	0.05 ÷ 0.075	
2	Lieve	0.075 ÷ 0.15	B
3	Moderata	0.15 ÷ 0.30	C
4 a 5	Da severa a molto severa	> 0.30	

Tabella 6-1 Categoria di danno e corrispondenti deformazioni limite (M.D. Boscardin & E.G. Cording, 1989)

Categoria di danno	Descrizione
0	Fessure capillari con apertura ≤ 0.1 mm
1	Fessure sottili cui si rimedia facilmente con lavori di tinteggiatura. Il danno in genere è limitato agli intonaci delle pareti interne. Fessure alle pareti esterne rilevabili con attento esame. Tipica apertura delle lesioni ≤ 1 mm
2	Fessure facilmente stuccabili, tinteggiatura necessaria. Le fessure ricorrenti possono essere mascherate con opportuni rivestimenti. Fessure visibili anche all'esterno: può essere necessaria qualche ripresa della stillatura per garantire l'impermeabilità. Possibili difficoltà nell'apertura di porte e finestre. Tipica apertura delle lesioni ≤ 5 mm
3	Le fessure richiedono cucì e scuci della muratura. Anche all'esterno sono necessari interventi sulla muratura. Possibile blocco di porte e finestre. Rottura di tubazioni. Spesso l'impermeabilità non è garantita. Tipica apertura delle lesioni $5 \div 15$ mm oppure numero elevato di lesioni con apertura ≤ 3 mm
4	Necessarie importanti riparazioni, compresa demolizione e ricostruzione di parti di muri, specie al di sopra di porte e di finestre. I telai di porte e di finestre si distorcono: percepibile pendenza dei pavimenti. Muri inclinati o spanciati; qualche perdita d'appoggio di travi. Tubazioni distrutte. Tipica apertura delle lesioni $15 \div 25$ mm, dipendente anche dal numero delle lesioni
5	Richiesti importanti lavori con parziale o totale demolizione e ricostruzione. Le travi perdono l'appoggio, i muri si inclinano fortemente e richiedono puntellatura. Pericolo di instabilità. Tipica apertura delle lesioni ≤ 25 mm, dipendente anche dal numero delle lesioni

Tabella 6-2 Descrizione dei danni e degli effetti associati

Per la valutazione della categoria di danno degli edifici in c.a. si è inoltre adottato un ulteriore approccio di analisi che fa riferimento al livello di distorsione angolare così come definita precedentemente.

Nelle tabelle di seguito riportate sono descritti i limiti di accettabilità e la descrizione dei danni, in accordo con quanto indicato dall'Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica.

Categoria di danno	Categoria di distorsione	Intensità del danno*	Tipo fabbricati
0	$< 1/1000$	Trascurabile	A
1	$< 1/500$	Molto lieve	
2	$< 1/300$	Lieve	B
3	$< 1/150$	Moderata	C
4 a 5	$> 1/150$	Da severa a molto severa	

Tabella 6-3 Categoria di danno e corrispondenti distorsioni angolari limite

Categoria di danno	Categoria di distorsione	Descrizione	Tipo fabbricati
0	< 1/1000	Gli effetti sulle strutture sono nulli o minimi	A
1	< 1/500	Per strutture ordinarie generalmente tale limite permette di non far raggiungere alla struttura uno stato limite di servizio	
2	< 1/300	Per la maggior parte delle strutture di tipo ordinario tale limite permette di non far raggiungere alla struttura uno stato limite di servizio	B
3	< 1/150	Per strutture ordinarie generalmente tale limite permette di non far raggiungere alla struttura uno stato limite ultimo.	C
4 a 5	> 1/150	Per strutture ordinarie generalmente la struttura può incorrere in uno stato limite ultimo, con conseguente danneggiamento degli elementi strutturali	

Tabella 6-4 Descrizione dei danni e degli effetti associati

6.3.7. Osservazioni

Il metodo di calcolo utilizzato è basato sulle seguenti ipotesi:

- gli spostamenti e le deformazioni indotte sugli edifici sono assunti pari a quelli corrispondenti alla condizione "green field";
- la rigidità degli edifici analizzati è considerata nulla, mentre in realtà le opere di fondazione interagiscono con il terreno riducendo il rapporto di inflessione e le deformazioni orizzontali ottenute nella condizione "green field";
- nessuna distinzione tra fondazioni su plinti, su trave e su platea che presentano chiaramente comportamenti differenti soprattutto nei confronti degli spostamenti orizzontali;
- tutti gli edifici vengono considerati come disposti perpendicolarmente all'asse della galleria scavata (configurazione che determina per uno stesso edificio le condizioni peggiori in termini di entità di deformazione);
- per gli edifici in c.a. si assume come categoria di danno quella derivante dall'approccio che fornisce la condizione più gravosa.

Tenendo conto delle suddette ipotesi si può affermare che tale approccio risulta molto conservativo ed i risultati ottenuti si riferiscono alla peggiore configurazione di danno possibile.

Comunque, per gli edifici che rientrano in categorie di danno ≥ 3 e/o che presentano condizioni tali da poter rimuovere alcune delle ipotesi assunte si sono effettuate ulteriori valutazioni, in accordo a quanto previsto dal "Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie" al par. 4.8.4.6.

6.4. DATI DI BASE RIGUARDANTI GLI EDIFICI

Sono stati analizzati 250 edifici o porzioni di edificio interferenti. I dati di input per ogni edificio, riassunti nella tabella seguente, sono aggiornati alla data della presente revisione. Per la collocazione dell'edificio nei suoi estremi sinistro e destro s'immagina di rivolgere lo sguardo nella direzione delle progressive crescenti (verso Nord). Gli edifici sono presentati seguendo il posizionamento lungo la tratta da Nord verso Sud:

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
208	richiesto da OA - Capannone Industriale, Via Reginaldo Giuliani n°201 Pk.B.P.6+850	8,36	15,07	57,68	9,00	25,55	83,23	c.a.
210b	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Reginaldo Giuliani n°179 Pk.B.P.6+780	10,10	17,67	18,73	9,00	27,99	46,72	mur.
210	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Reginaldo Giuliani n°179Pk.B.P.6+760	10,83	18,21	14,03	9,00	30,62	44,65	mur.
001-F	-	12,60	18,56	9,30	4,00	7,01	16,31	mur.
209	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Reginaldo Giuliani n°165, 167, 169, 171, 173 Pk.B.P.6+730	11,26	18,75	28,40	9,00	30,12	58,52	mur.
001-D	demolito	-	-	-	-	-	-	-
001-E	demolito	-	-	-	-	-	-	-
001-A	fuori tracciato	-	-	-	-	-	-	-
001-B	fuori tracciato	-	-	-	-	-	-	-
001-C	fuori tracciato	-	-	-	-	-	-	-
211	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Vasco de Gama n°31-77 Pk.B.P.6+070	14,72	19,30	13,96	9,00	-35,93	-21,97	c.a.
212	richiesto da OA - Edificio a tre piani, Via Vasco de Gama n°21-29 Pk.B.P.6+020	15,27	19,30	14,82	12,00	-36,45	-21,63	c.a.
213	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Vasco de Gama 17-19 Pk.B.P.5+990	15,63	19,30	16,74	9,00	-37,86	-21,12	c.a.
001	-	15,25	19,30	27,10	34,15	-34,05	-6,95	c.a.
002	-	16,25	19,30	22,55	18,20	-32,90	-10,35	c.a.
003	demolito	-	-	-	-	-	-	-
004	demolito	-	-	-	-	-	-	-
005	-	20,55	19,31	14,70	10,10	-5,20	9,50	mur.
006	-	20,55	19,31	21,70	6,80	-17,30	4,40	mur.
007	-	19,70	19,30	30,75	9,95	-11,75	19,00	c.a.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
008	-	21,20	19,30	16,00	9,00	-41,00	-25,00	c.a.
009	-	20,80	19,30	20,10	3,30	-4,45	15,65	mur.
010	-	20,80	19,30	11,50	3,30	-7,50	4,00	mur.
011 - km 5+320	-	20,95	19,30	33,10	9,20	-19,15	13,95	c.a.
011 - km 5+300 (3+363p.d.)	-	20,95	19,30	15,21	9,20	-19,15	-3,94	c.a.
012	demolito	-	-	-	-	-	-	-
013	demolito	-	-	-	-	-	-	-
014	-	19,45	19,30	15,00	14,95	9,25	24,25	mur.
015	-	20,15	19,30	17,65	12,30	-1,45	16,20	mur.
016	-	22,08	19,30	15,80	8,80	-13,40	2,40	mur.
017	-	20,75	19,30	14,85	6,70	-14,85	0,00	c.a.
018	-	21,50	19,30	38,00	6,40	-35,90	2,10	mur.
019	-	22,80	19,30	10,00	13,00	-30,00	-20,00	mur.
019-A	-	22,35	19,30	19,70	14,10	-32,90	-13,20	mur.
019-B	-	21,70	19,30	14,00	5,90	-18,20	-4,20	mur.
181	Porzione alta dell'edificio. Ipotesi su profondità fondazioni a -3,0m da PC. Ipotesi su tipologia strutturale in muratura	21,50	19,30	19,05	6,60	-27,15	-8,10	mur.
181a	richiesto da OA Edificio a 3 piani, Viale Corsica n°90, 92, 46r Pk.B.P.5+180	18,80	19,30	12,40	9,00	-39,41	-27,01	mur.
180 pk. 5+140	-	20,85	19,30	18,10	9,20	-38,45	-20,35	mur.
179 antico - pk. 5+160	Porzione non restaurata.	20,69	19,30	18,05	9,20	-9,94	8,11	mur.
179 nuovo - locali interrati pk. 5+020	Analisi sul piano trasversale rispetto alla galleria	16,80	19,30	18,00	13,20	-7,85	10,15	c.a.
179 nuovo - locali interrati pk. 5+020	Analisi sul piano longitudinale rispetto alla galleria	16,80	16,80	7,80	13,20	No influenza	No influenza	c.a.
179 nuovo pk. 5+060	-	20,31	19,30	18,03	9,70	-7,87	10,16	c.a.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
179a	richiesto da OA - Uffici - Scuola Ottone Rosai - porzione a due piani, Via dell'Arcovata n°4 Pk.B.P.5+040	21,00	19,30	11,05	11,10	-19,75	-8,70	mur.
179b nuovo - camminamento coperto pk. 5+040	richiesto da OA Edificio scolastico - Scuola Ottone, Rosai - camminamento coperto, via dell'Arcovata n°4 Pk.B.P.5+090	20,00	19,30	22,15	4,95	-30,00	-7,85	c.a.
178 pk. 4+960 zona approfondita	Zona approfondita	16,85	19,29	42,30	13,25	-28,70	13,60	mur.
178 pk. 4+960 zona corrente	Zona corrente	18,35	19,29	42,30	11,75	-28,70	13,60	mur.
177 pk. 4+820	Analisi per le seguenti fasi di scavo: Pozzo costruttivo, galleria BP con TBM, galleria BD in tradizionale, galleria BP in allargo	19,50	21,58	47,05	10,25	-26,45	20,60	mur.
176	Stazione AV	-	-	-	-	-	-	-
175	Stazione AV	-	-	-	-	-	-	-
020	Stazione AV	-	-	-	-	-	-	-
183	Stazione AV	-	-	-	-	-	-	-
182	Stazione AV	-	-	-	-	-	-	-
184	Stazione AV	-	-	-	-	-	-	-
174 pk. 4+020	Porzione a larghezza ridotta del fabbricato posta più a Sud. Ipotesi per la fondazione : considerato -2,5m rispetto a PC indicato su proposte progettuali storiche per porzione Sud del capannone (H fondazioni 8.80m).	15,27	17,51	24,86	16,00	-16,86	8,00	c.a.
174 pk. 4+040	Capannone principale, porzione Sud. Ipotesi per la fondazione : considerato -2,5m rispetto a PC indicato su proposte progettuali storiche per porzione Sud del capannone (H fondazioni 8.80m).	15,05	17,71	47,45	16,00	-39,45	8,00	mur.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
174 pk. 4+120 ipotesi 1 pk. 4+120	Capannone principale, porzione Nord. Ipotesi per la fondazione : considerato -2,5m rispetto a PC indicato su proposte progettuali storiche per porzione Sud del capannone (H fondazioni 8.80m).	14,65	18,49	47,45	16,00	-39,45	8,00	mur.
174 pk. 4+120 ipotesi 2 pk. 4+120	Capannone principale Ipotesi per la fondazione: considerato -2,5m rispetto a quota strada (H fondazioni 7.90m).	15,54	18,49	47,45	15,10	-39,45	8,00	mur.
174 A	Ex torre di controllo Ferroviaria Pk.B.P.4+010	23,35	17,51	5,60	16,20	27,81	33,41	mur.
174 B	Edificio a 1 piano che si affaccia su via Belfiore Pk.B.P.4+000	21,11	17,39	6,85	6,93	10,87	17,72	mur.
174 C	Edificio a 1 piano che si affaccia su via Belfiore Pk.B.P.4+000	21,16	17,32	9,63	7,09	-20,52	-10,89	mur.
174 D	Deposito per la gestione dei veicoli ferroviari (RFI) Pk.B.P.4+040	20,55	17,76	16,33	8,43	17,95	34,28	mur.
174 E	Deposito per la gestione dei veicoli ferroviari (RFI) Pk.B.P.4+070	20,38	18,03	9,39	8,60	18,84	28,23	mur.
021	-	16,55	17,06	23,80	20,30	-25,00	-1,20	mur.
022	-	14,75	17,06	43,35	26,15	-10,99	32,36	c.a.
023	-	16,15	17,06	17,00	19,80	-14,90	2,10	mur.
024 pk. 3+920	-	15,50	17,26	24,85	19,50	-9,05	15,80	c.a.
025	-	20,60	17,26	13,00	14,00	-41,50	-28,50	mur.
026	-	16,90	17,61	27,35	13,90	-35,75	-8,40	mur.
027	-	14,55	17,20	15,75	14,60	14,65	30,40	mur.
028 km 3+912 (4+744p.d.)	-	17,98	17,42	12,20	20,50	21,00	33,20	c.a.
028 km 3+887 (4+784p.d.)	-	18,22	17,88	18,80	20,50	13,00	31,80	c.a.
028 km 3+862 (4+805p.d.)	-	18,30	18,48	34,75	20,50	8,03	42,78	c.a.
028 km 3+840 (4+825p.d.)	-	18,67	18,77	7,00	20,50	32,50	39,50	c.a.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
029	-	18,75	18,10	25,70	11,15	-17,35	8,35	mur.
030	-	19,55	18,10	13,60	21,20	-32,60	-19,00	mur.
031	-	18,60	18,48	23,95	21,50	-12,75	11,20	c.a.
032	-	19,15	18,77	14,55	14,10	-1,00	13,55	mur.
215	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via delle Ghiacciaie n°int. 23 Pk.B.P.3+840	16,28	18,77	12,40	6,00	-28,40	-16,00	mur.
216	richiesto da OA - Edificio a un piano, Via Cittadella n°30 Pk.B.P.3+840	16,28	18,99	18,87	6,00	-41,86	-22,99	mur.
033	-	19,25	18,99	24,00	7,00	-20,80	3,20	mur.
217	richiesto da OA - Edificio a un piano, Via delle Ghiacciaie n° 3r, 5r Pk.B.P.3+830	16,43	18,99	19,85	6,00	-38,87	-19,02	mur.
218	richiesto da OA - Edificio a un piano, Via delle Ghiacciaie 1A-r Pk.B.P.3+820	16,56	19,16	14,09	6,00	-35,07	-20,98	mur.
219	richiesto da OA - Edificio a un piano, Via delle Ghiacciaie n°1B-r Pk.B.P.3+820	16,56	19,25	10,68	6,00	-33,42	-22,74	mur.
034	-	19,50	19,25	18,25	11,95	-0,85	17,40	mur.
035	-	17,15	19,76	20,70	21,50	-3,30	17,40	mur.
036	-	19,50	19,25	15,30	7,80	-22,30	-7,00	mur.
037	-	17,15	19,76	6,05	10,55	-5,00	1,05	mur.
038	-	19,55	19,76	3,85	11,80	-8,85	-5,00	mur.
039	-	19,55	19,76	7,10	11,30	-20,95	-13,85	mur.
220	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Iacopo Peri n°11 Pk.B.P.3+790	16,73	19,76	11,59	10,78	-31,58	-19,99	mur.
040	-	17,66	20,06	13,65	9,50	-24,89	-11,24	mur.
221	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Iacopo Peri n°8 Pk.B.P.3+770	17,02	20,06	14,80	10,78	-38,28	-23,48	mur.
222	richiesto da OA - Edificio in fianco alla cinta muraria, zona piazzale Montelungo, fortezza da Basso Pk.B.P.3+580	23,75	21,61	9,00	11,00	52,61	61,61	mur.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
173	Locali cannoniera Fortezza da Basso	-	-	-	-	-	-	-
171	demolito	-	-	-	-	-	-	-
223	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Fausto Dionisi 2 - angolo Via della Fortezza 15 Pk.B.P.3+360	23,75	20,05	24,22	15,00	-45,00	-20,78	mur.
224	richiesto da OA - Edificio a tre piani, Viale F. Strozzi n°10 Pk.B.P.3+320	24,76	19,40	18,24	14,48	-45,00	-26,76	mur.
041 km 3+058 (5+626p.d.)	-	26,70	19,30	42,00	29,05	31,30	73,30	mur.
042	-	27,50	19,30	16,10	16,90	31,25	47,35	mur.
043	-	26,83	19,30	18,81	14,14	43,54	54,35	mur.
044	-	23,70	19,30	25,30	27,80	31,90	57,20	c.a.
045	-	27,30	19,30	23,30	21,05	31,25	54,55	mur.
046	-	25,75	19,30	13,00	19,75	31,20	44,20	c.a.
047	-	29,65	19,30	14,45	10,70	31,15	45,60	mur.
048	-	27,55	19,30	9,95	13,35	31,10	41,05	mur.
049	-	29,65	19,30	34,40	12,60	31,05	65,45	mur.
226	richiesto da OA - Edificio a due piani, Via Lorenzo il Magnifico n°65 Pk.B.P.2+770	27,06	19,30	13,76	12,00	50,47	64,23	mur.
050	-	27,15	19,30	34,40	17,85	31,05	65,45	mur.
051	-	25,55	19,30	9,00	25,40	46,67	55,67	mur.
052	-	26,70	19,30	28,30	18,30	30,95	59,25	mur.
053	-	27,30	19,30	12,65	16,35	30,95	43,60	mur.
054	-	27,35	19,30	23,30	23,30	31,05	54,35	mur.
055	-	25,70	19,30	29,50	25,50	31,05	60,55	c.a.
056	-	29,40	19,30	18,10	11,70	31,10	49,20	mur.
057	-	27,20	19,30	26,60	17,90	31,05	57,65	mur.
058	-	27,50	19,30	11,95	19,65	31,15	43,10	mur.
059	-	26,50	19,30	11,45	20,90	31,15	42,60	mur.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
227	richiesto da OA - Edificio a cinque piani, Via Cristoforo Landino n°1 Pk.B.P.2+600	26,73	19,30	16,14	21,60	50,09	66,23	c.a.
060	-	25,80	19,30	24,25	19,00	31,15	55,40	mur.
061	-	26,80	19,30	12,25	22,30	31,25	43,50	mur.
062	-	26,90	19,30	13,40	16,65	31,25	44,65	mur.
063	-	27,30	19,30	22,45	23,40	31,20	53,65	mur.
064	-	26,80	19,30	15,20	18,60	31,25	46,45	mur.
065	-	25,95	19,30	19,90	19,35	31,30	51,20	mur.
066	-	27,00	19,30	12,90	16,25	31,45	44,35	mur.
067	-	25,50	19,30	34,15	27,40	31,95	66,10	c.a.
228	richiesto da OA - Edificio a tre piani con porticato, Piazza della Libertà n°8 - angolo Via Lorenzo il Magnifico Pk.B.P.2+430	26,31	19,30	16,19	27,54	48,11	64,30	mur.
068	-	24,88	19,33	27,49	22,00	-56,90	-29,41	mur.
069	-	28,15	19,31	22,85	23,60	-37,50	-14,65	mur.
070	-	24,40	19,30	16,80	26,10	-44,03	-27,23	mur.
071	-	25,83	19,30	30,29	16,45	-57,06	-26,77	mur.
072	-	27,95	19,30	25,65	21,40	-40,80	-15,15	mur.
073	-	27,15	19,30	33,85	19,10	-49,00	-15,15	c.a.
074	-	27,35	19,30	21,50	25,50	-36,55	-15,05	mur.
074a	richiesto da OA - Edificio a un piano, Via Lavagnini 29 Agenzia delle Entrate Firenze 1 - via di Santa Caterina d'Alessandria 23° Pk.B.P.2+840	27,16	19,30	19,91	9,00	-50,73	-30,82	c.a.
075	-	26,05	19,30	28,95	26,55	-44,00	-15,05	c.a.
075a	richiesto da OA - Edificio a otto piani, Via Lavagnini 29 Agenzia delle Entrate Firenze 1 - via di Santa Caterina d'Alessandria 23° Pk.B.P.2+840	27,16	19,30	26,21	30,00	-62,02	-35,81	c.a.
076	-	27,35	19,30	15,50	23,20	-30,50	-15,00	mur.
077	-	27,35	19,30	26,10	15,50	-41,10	-15,00	mur.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
077a	richiesto da OA - Edificio a tre piani, Via di Santa Caterina d'Alessandria n°27, 3r, 5r Pk.B.P.2+790	27,01	19,30	17,05	15,47	-47,53	-30,48	mur.
078	-	29,70	19,30	17,85	13,20	-32,85	-15,00	mur.
225	richiesto da OA - Edificio Via di Santa Caterina d'Alessandria n°34 Pk.B.P.2+740	26,95	19,30	7,37	18,00	-36,10	-28,73	c.a.
079	-	27,50	19,30	30,85	21,30	-45,75	-14,90	mur.
080	-	27,75	19,30	31,05	20,35	-45,45	-14,40	mur.
081	-	27,15	19,30	22,25	20,20	-37,20	-14,95	mur.
081b	Edificio a quattro piani, Via Duca d'Aosta, 17 Pk.B.P.2+660	26,69	19,30	22,97	15,00	-56,39	-33,42	mur.
082	-	27,50	19,30	39,25	23,75	-54,30	-15,05	mur.
083	-	27,50	19,30	26,80	22,50	-41,60	-14,80	mur.
084 Ipotesi 1 pk. 2+520	Ipotesi su profondità imposta fondazioni: -3m da PC. Ipotesi su tipologia strutturale, considerata in muratura	28,95	19,30	9,05	5,30	-23,90	-14,85	mur.
085	-	28,95	19,30	8,20	6,90	-23,05	-14,85	mur.
086	-	25,00	19,30	15,00	17,30	-29,80	-14,80	c.a.
229	richiesto da OA - Edificio a due piani, via San Gallo 103-189r Pk.B.P.2+450	25,59	19,30	13,96	9,00	-45,00	-31,04	mur.
087	-	26,75	19,30	18,40	24,45	-33,20	-14,80	mur.
088	-	24,95	19,30	29,60	29,00	-44,40	-14,80	mur.
088a	richiesto da OA - Edificio a quattro piani, Via San Gallo n° 123-199r Pk.B.P.2+390	25,61	19,30	23,06	28,42	-55,79	-32,73	mur.
089	-	28,75	19,30	16,25	19,50	-24,25	-8,00	mur.
090	-	29,46	19,30	24,90	22,70	13,80	38,70	mur.
091	Pk.B.P.2+190	24,50	19,30	44,95	26,65	-5,65	39,30	mur.
092	-	28,44	19,30	16,70	17,10	32,20	48,90	mur.
093	-	25,65	19,30	17,20	14,75	24,15	41,35	mur.
094	-	26,60	19,30	15,30	9,78	20,95	36,25	mur.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
095	-	25,30	19,30	13,90	11,05	22,35	36,25	mur.
096	-	24,30	19,30	23,55	17,90	5,45	29,00	mur.
097	-	24,75	19,30	23,25	18,10	0,55	23,80	mur.
098	-	25,60	19,30	11,70	11,70	44,70	56,40	mur.
099	-	25,05	19,30	10,70	12,46	41,65	52,35	mur.
100	-	27,30	19,30	6,00	10,00	45,00	51,00	mur.
234	richiesto da OA - Edificio a due piani, via Madonna della Tosse n° 6r, 10 Pk.B.P.2+190	25,05	19,30	16,94	9,00	47,80	64,74	mur.
235	richiesto da OA - Edificio a quattro piani, via Madonna della Tosse n° 12, 8r,10r Pk.B.P.2+180	24,77	19,30	20,66	15,00	49,08	69,74	mur.
232	richiesto da OA - Edificio a tre piani, via Pippo Spano n°13 Pk.B.P.2+170	24,65	19,30	8,93	15,27	46,11	55,04	mur.
101	-	24,00	19,30	31,65	22,40	14,65	46,30	mur.
102	-	24,50	19,30	16,75	21,65	18,85	35,60	mur.
103	-	22,85	19,31	21,40	22,35	22,21	43,61	c.a.
104	-	23,90	19,32	22,00	15,20	29,77	51,77	mur.
105	-	26,00	19,33	10,50	5,00	34,50	45,00	mur.
106	-	25,40	19,35	15,50	16,00	38,00	53,50	mur.
107	-	21,77	19,37	13,00	20,13	41,65	54,00	mur.
231	richiesto da OA - Edificio, via Silvio Spaventa n.2- angolo Viale don Giovanni Minzoni - Chiesa Pk.B.P.2+050	22,31	19,43	22,46	15,66	46,06	68,52	mur.
108	-	21,93	19,30	10,10	12,10	40,47	50,57	mur.
109 Ipotesi 1 pk. 2+100	Ipotesi su tipologia strutturale, considerata in cemento armato	25,85	19,30	11,90	3,67	43,16	55,06	c.a.
233	richiesto da OA - Edificio a quattro piani, via Pier Capponi n°84-36r - ang. Viale Don Minzoni 2r-8r Pk.B.P.2+180	24,77	19,30	20,08	16,00	-46,72	-26,64	mur.
110	-	27,55	19,30	22,70	18,40	-47,50	-24,80	mur.
111	-	23,45	19,30	17,70	22,65	-27,50	-9,80	c.a.

Documento: Relazione sulla valutazione delle subsidenze e verifica degli effetti indotti sulle opere in superficie

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
230	richiesto da OA - Edificio a cinque piani, via L. da Vinci n° 28-16r Pk.B.P.2+120	23,67	19,30	14,66	22,19	-40,58	-25,92	mur.
112	-	23,45	19,30	16,65	15,80	-22,70	-6,05	mur.
113	-	23,70	19,31	28,35	24,30	-32,80	-4,45	mur.
114	-	23,60	19,33	19,25	12,55	-13,60	5,65	mur.
115	-	23,60	19,33	20,50	12,50	-44,00	-23,50	mur.
116	-	22,70	19,42	15,55	21,00	1,67	17,22	mur.
116 A	-	22,70	19,37	20,55	21,00	-9,13	11,42	mur.
116 B	-	22,30	19,37	23,75	21,00	-32,85	-9,10	mur.
116 C	-	25,40	19,42	17,85	17,00	-17,85	0,00	mur.
116 D	-	24,75	19,45	17,85	17,00	-17,85	0,00	mur.
116 E	-	24,75	19,46	13,70	17,00	-6,75	6,95	mur.
117	-	22,25	19,46	24,90	21,20	7,56	32,46	mur.
118	-	22,55	19,46	27,40	19,45	12,66	40,06	mur.
119	-	21,75	19,46	51,95	8,60	-30,60	21,35	mur.
119-A	-	25,12	19,46	7,57	19,38	-31,55	-23,98	mur.
120	-	22,90	19,45	14,00	8,50	-40,50	-26,50	mur.
121	-	21,65	19,46	8,05	10,80	-22,90	-14,85	mur.
122	-	22,05	19,46	12,30	14,65	-27,15	-14,85	mur.
123	-	24,70	19,46	7,40	14,50	-32,60	-25,20	mur.
124	-	22,20	19,46	18,50	19,50	35,00	53,50	mur.
125	-	20,60	19,46	14,00	20,50	49,00	63,00	mur.
126	-	23,75	19,46	13,25	6,10	1,00	14,25	mur.
127	-	23,80	19,46	13,15	5,20	15,31	28,46	mur.
128	-	21,00	19,46	22,85	15,30	5,91	28,76	mur.
129	-	21,50	19,47	15,40	14,30	-1,15	14,25	mur.
130	-	23,75	19,46	15,75	8,50	-11,85	3,90	mur.
131	-	21,80	19,46	16,20	10,75	-20,80	-4,60	mur.
132	-	20,40	19,47	24,30	15,40	-19,65	4,65	mur.
133	-	19,20	19,47	23,35	22,90	-37,00	-13,65	c.a.
134	-	22,20	19,47	14,50	13,50	-40,50	-26,00	mur.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
134b	Edificio a tre piani, via Maruffi 1 - Pk.B.P.1+940	20,85	19,46	14,35	15,10	-40,97	-26,62	mur.
135	-	18,90	19,47	13,00	13,50	46,50	59,50	mur.
135b	Edificio a tre piani, Via Masaccio, 290 - 40r - Pk.B.P.1+930	20,37	19,47	20,92	14,02	40,21	61,13	mur.
136	-	21,25	19,47	15,85	12,20	24,38	40,23	mur.
137 km 1+871 B.P. (6+785p.d.)	-	18,70	19,47	63,60	11,90	-4,25	59,35	c.a.
137 km 1+852 B.P. (6+807p.d.)	-	17,76	19,47	22,05	12,40	21,32	43,37	c.a.
137 pk. 1+840 B.P.	Porzione in fianco alla rampa d'accesso.	18,56	19,47	21,59	11,40	6,89	28,48	c.a.
138	-	20,00	19,47	17,05	14,65	-12,90	4,15	mur.
139	-	19,75	19,47	17,50	15,80	-21,60	-4,10	mur.
140	-	19,95	19,47	13,05	14,85	-13,70	-0,65	mur.
141	-	22,15	19,47	12,95	11,20	-7,40	5,55	mur.
142	-	19,65	19,47	20,45	11,95	-4,85	15,60	mur.
144	-	19,00	19,47	17,40	23,80	23,52	40,92	c.a.
145	-	17,72	19,47	16,95	16,65	43,38	60,33	mur.
146	-	19,65	19,47	22,65	11,50	-42,70	-20,05	mur.
147	-	19,80	19,47	18,60	21,60	-30,80	-12,20	mur.
148	-	18,65	19,47	25,65	23,40	-31,00	-5,35	c.a.
149	-	21,65	19,47	17,40	11,35	-15,55	1,85	mur.
150	-	19,40	19,47	17,25	12,30	-9,10	8,15	mur.
151	-	19,45	19,47	18,10	15,40	-2,18	15,92	mur.
152	-	19,20	19,47	17,90	23,45	5,02	22,92	c.a.
153	-	19,15	19,47	35,95	24,30	9,27	45,22	c.a.
154 pk. 1+770	-	21,00	19,47	12,45	2,35	21,82	34,27	c.a.
155	-	18,45	19,47	20,75	9,85	26,87	47,62	mur.
155 lato corto	-	18,78	19,47	4,72	9,35	26,88	31,60	mur.
239	richiesto da OA - Edificio a tre piani, via Frà Bartolomeo n.56 Pk.B.P.1+790	18,44	19,47	19,93	15,26	39,23	59,16	mur.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
237	richiesto da OA - Edificio a un piano, via Sandro Botticelli n° 9° Pk.B.P.1+800	18,52	19,47	7,47	6,00	-30,72	-23,25	mur.
236	richiesto da OA - Edificio a due piani, via Sandro Botticelli n° 9° Pk.B.P.1+790	18,21	19,47	13,10	9,00	-40,75	-27,65	mur.
236b	richiesto da OA - Edificio a due piani Pk.B.P.1+800	18,43	19,47	6,76	9,00	-38,52	-31,76	mur.
238	richiesto da OA - Edificio, via Sandro Botticelli n° 9r, 11r Pk.B.P.1+750	17,38	19,47	29,20	10,83	-53,59	-24,39	mur.
156	-	20,10	19,47	12,30	6,00	-17,60	-5,30	c.a.
157 - pk. 1+760	Ipotesi su tipologia strutturale, considerata in muratura. Ipotesi su altezza edificio, considerata di 4.5m.	20,51	19,47	5,60	3,50	-16,04	-10,44	mur.
158	-	20,60	19,47	66,10	15,10	-17,18	48,92	mur.
159	-	14,86	19,47	9,51	18,20	-27,68	-18,17	mur.
160	-	20,00	19,46	9,20	5,50	15,46	24,66	mur.
160b	Edificio a un piano, via Giordano n° 12-16 Pk.B.P.1+740	17,79	19,46	21,92	7,30	42,57	64,49	mur.
161 ¹ km 1+692	-	18,25	19,46	30,46	11,70	-25,10	5,36	mur.
161 km 1+700 (ala Nord)	-	18,25	19,46	10,34	11,70	-1,59	8,75	mur.
161 km 1+702 (ala Sud)	-	18,25	19,46	10,83	11,70	-28,68	-17,85	mur.
162 km 1+593 B.P. (7+066p.d.)	-	16,00	19,45	32,85	10,40	5,60	38,45	mur.
162 km 1+573 B.P. (7+086p.d.)	-	17,13	19,45	18,31	10,40	9,89	28,20	mur.
162 km 1+553 B.P. (7+106p.d.)	-	16,92	19,46	17,14	10,40	5,60	22,74	mur.
163	-	17,55	19,87	17,25	5,60	26,87	44,12	mur.

¹ L'edificio 161 ha conformazione planimetrica a ferro di cavallo. Si analizza in corrispondenza di tre progressive chilometriche, delle quali la 1+692 risulta quella con maggior lunghezza di fabbricato e rappresenta la zona di collegamento tra le due ali laterali. Le restanti due progressive vedono le ali laterali, separate dalla corte non edificata, che rappresenta una soluzione di continuità alla struttura. Le due ali si analizzano separatamente in ragione della presenza del piazzale.

N. Ed. - interferenza analizzata	note	Differenza di quota asse gallerie - intradosso edificio	Interasse tra le gallerie	Dimensioni edificio (trave equivalente)		Posizione rispetto all'asse della canna B.P.		Tipologia struttura
				Lunghezza [m]	Altezza [m]	Estremo sinistra [m]	Estremo destra [m]	c.a.-mur.
164	-	14,30	20,19	20,55	24,35	29,49	50,04	mur.
165	-	17,22	20,23	20,40	9,60	14,08	34,48	mur.
165b	Tettoia Ataf, Via Antonio Pacinotti Pk.B.P.1+470	14,60	20,23	12,23	5,19	-1,04	11,19	mur.
166	-	10,79	19,61	18,80	17,75	-9,60	9,20	mur.
167	-	13,50	20,10	15,70	12,10	32,05	47,75	mur.
167d	Edificio a due piani, via Antonio Pacinotti 4-10r Pk.B.P.1+440	13,29	20,10	15,56	9,00	44,55	60,11	mur.
167c	Edificio a tre piani, via Antonio Pacinotti 6-14r Pk.B.P.1+440	13,31	20,10	13,93	12,00	55,78	69,71	mur.
168	-	11,50	19,84	17,25	16,50	33,24	50,49	mur.
168b	Edificio a due piani, via Del Pratellino, 52 Pk.B.P.1+410	12,07	19,21	34,38	11,38	33,66	68,04	c.a.
169	-	13,10	17,17	15,80	5,70	30,22	46,02	mur.

6.4.1. Risultati analisi della trave equivalente – analisi trasversale

Le categorie di danno per ogni caso considerato sono riportati nei documenti allegati alla presente relazione, insieme ai risultati dell'analisi in termini di deformazioni. Per ogni edificio e per ognuno dei tre valori di volume perso, di seguito si riporta la categoria di danno massima riscontrata.

Tabella 6-5 Fabbricati. Risultati per analisi con schema a trave equivalente. Analisi trasversale

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: $V_p = 0.4\%$	Max categoria di danno con Volume perso: $V_p = 1.0\%$	Max categoria di danno con Volume perso: $V_p = 1.5\%$
208	0	0	0
210b	1	3	3
210	1	2	3
001-F	3	4	4
209	1	2	3
211	0	0	0
212	0	0	0
213	0	0	0
001	1	2	3

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
002	0	2	3
005	0	2	3
006	0	2	3
007	0	2	3
008	0	0	0
009	0	2	3
010	0	2	3
011 - km 5+320	0	2	2
011 - km 5+300 (3+363p.d.)	0	1	2
014	0	2	3
015	0	2	3
016	0	2	2
017	0	1	2
018	0	2	2
019	0	0	1
019-A	0	1	2
019-B	0	2	2
181 con 2 piani - ipotesi 1 pk. 5+180	0	2	2
181a	0	0	0
180 pk. 5+140	0	0	1
179 antico - pk. 5+160	1	2	3
179 nuovo - locali interrati pk. 5+020	1	3	3
179 nuovo pk. 5+060	0	2	2
179a	0	2	2
179b nuovo - camminamento coperto pk. 5+040	0	2	2
178 pk. 4+960 zona approfondita	2	3	4
178 pk. 4+960 zona corrente	1	3	3
177 pk. 4+820 - scavo TBM	1	3	3
177 pk. 4+820 - scavi in Tradizionale	2	3	4

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
174 pk. 4+020	1	3	3
174 pk. 4+040	1	3	3
174 pk. 4+120 ipotesi 1 pk. 4+120	1	3	3
174 pk. 4+120 ipotesi 2 pk. 4+120	1	3	3
174 A	0	1	2
174 B	0	2	2
174 C	0	2	2
174 D	0	2	2
174 E	0	1	2
021	0	2	3
022	2	3	4
023	0	2	3
024 pk. 3+920	2	3	4
025	0	0	0
026	0	2	3
027	1	2	3
028 km 3+912 (4+744p.d.)	0	2	3
028 km 3+887 (4+784p.d.)	0	2	3
028 km 3+862 (4+805p.d.)	1	2	3
028 km 3+840 (4+825p.d.)	0	1	2
029	1	3	3
030	0	0	1
031	0	2	3
032	0	2	3
215	0	1	2
216	0	0	0
033	0	2	3
217	0	1	2
218	0	0	0

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
219	0	0	0
034	0	2	3
035	1	3	3
036	0	2	3
037	0	1	2
038	0	0	1
039	0	1	2
220	0	0	1
040	0	2	2
221	0	0	0
222	0	0	0
223	0	0	1
224	0	0	0
041 km 3+058 (5+626p.d.)	0	0	1
042	0	1	2
043	0	0	0
044	0	1	2
045	0	0	1
046	0	1	2
047	0	1	2
048	0	1	2
049	0	0	1
226	0	0	0
050	0	1	2
051	0	0	0
052	0	1	2
053	0	1	2
054	0	0	1
055	0	1	2

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
056	0	1	2
057	0	1	2
058	0	0	1
059	0	1	2
227	0	0	0
060	0	1	2
061	0	0	1
062	0	1	2
063	0	0	1
064	0	1	2
065	0	1	2
066	0	1	2
067	0	1	2
228	0	0	0
068	0	0	0
069	0	0	1
070	0	0	0
071	0	0	0
072	0	0	1
073	0	0	1
074	0	0	1
074a	0	0	0
075	0	0	1
075a	0	0	0
076	0	0	1
077	0	0	1
077a	0	0	0
078	0	0	1
225	0	0	0

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
079	0	0	1
080	0	0	1
081	0	0	1
081b	0	0	0
082	0	0	1
083	0	0	1
084 ipotesi 1 pk. 2+520	0	1	2
085	0	0	1
086	0	0	1
229	0	0	0
087	0	0	1
088	0	0	1
088a	0	0	0
089	0	0	1
090	0	0	1
091	0	1	2
092	0	0	1
093	0	1	2
094	0	0	1
095	0	0	1
096	0	2	2
097	0	1	2
098	0	0	0
099	0	0	1
100	0	0	0
234	0	0	0
235	0	0	0
232	0	0	0
101	0	1	2

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
102	0	0	1
103	0	0	1
104	0	1	2
105	0	1	2
106	0	0	1
107	0	0	1
231	0	0	0
108	0	0	1
109 Ipotesi 1 pk. 2+100	0	0	0
233	0	0	0
110	0	0	0
111	0	1	2
230	0	0	0
112	0	1	2
113	0	1	2
114	0	2	2
115	0	0	1
116	0	1	2
116 A	0	2	2
116 B	0	1	2
116 C	0	0	1
116 D	0	1	2
116 E	0	1	2
117	0	2	2
118	0	2	2
119	1	2	3
119-A	0	0	0
120	0	0	0
121	0	1	2

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
122	0	1	2
123	0	0	0
124	0	1	2
125	0	0	0
126	0	1	2
127	0	2	2
128	0	2	3
129	0	2	2
130	0	2	2
131	0	2	2
132	0	2	2
133	0	1	2
134	0	0	0
134b	0	0	0
135	0	0	0
135b	0	0	1
136	0	2	2
137 km 1+871 B.P. (6+785p.d.)	1	2	3
137 km 1+852 B.P. (6+807p.d.)	0	2	2
137 pk. 1+840 B.P.	1	2	3
138	0	2	2
139	0	2	2
140	0	2	2
141	0	2	3
142	0	2	3
144	0	2	2
145	0	0	0
146	0	0	1
147	0	2	2

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
148	0	2	2
149	0	1	2
150	1	2	3
151	0	2	3
152	0	2	3
153	0	2	3
154 pk. 1+770	0	1	2
155	0	2	3
155 lato corto	0	2	2
239	0	0	1
237	0	0	0
236	0	0	0
236b	0	0	0
238	0	0	0
156	0	2	2
157 - pk. 1+760	0	2	3
158	0	2	3
159	0	1	2
160	0	2	3
160b	0	0	0
161 km 1+692	1	2	3
161 km 1+700 (ala Nord)	0	2	3
161 km 1+702 (ala Sud)	0	1	2
162 km 1+593 B.P. (7+066p.d.)	2	3	4
162 km 1+573 B.P. (7+086p.d.)	2	3	4
162 km 1+553 B.P. (7+106p.d.)	2	3	4
163	1	2	3
164	1	2	3
165	2	3	4

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
165b	2	4	4
166	2	4	4
167	0	2	3
167d	0	0	0
167c	0	0	0
168	0	2	3
168b	0	2	2
169	0	2	3

6.4.2. Risultati analisi della trave equivalente – analisi longitudinale

Le categorie di danno per ogni caso considerato sono riportate nei documenti allegati alla presente relazione, insieme ai risultati dell'analisi in termini di deformazioni. Per ogni edificio e per ognuno dei tre valori di volume perso, di seguito si riporta la categoria di danno massima riscontrata. In un seguente paragrafo viene presentato il riepilogo generale, comprensivo anche delle analisi di tipo diverso (trasversale e analisi del telaio in c.a.).

Tabella 6-6 Fabbricati. Risultati per analisi con schema a trave equivalente. Analisi longitudinale

N. Ed. - edifici interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 0.4 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.0 %	Max categoria di danno con Volume perso: Vp = 1.5 %
001	0	2	2
002	0	2	2
007	0	0	1
179 nuovo - locali interrati long. pk. 5+020	0	2	2
117	0	0	1
119	0	1	2
137	0	1	2
162	0	1	2

I risultati mostrano come l'analisi longitudinale risulti meno gravosa di quella trasversale.

6.4.3. Risultati analisi della struttura intelaiata

I valori della distorsione per ogni caso considerato sono riportati nei documenti allegati alla presente relazione, insieme ai risultati dell'analisi in termini di deformazioni. Per ogni edificio e per ognuno dei tre valori di volume perso, di seguito si riporta la categoria di distorsione massima riscontrata.

N. Ed. - interferenza analizzata	Max categoria di danno con Volume perso: $V_p = 0.4\%$	Max categoria di danno con Volume perso: $V_p = 1.0\%$	Max categoria di danno con Volume perso: $V_p = 1.5\%$
208 pk. 6+850	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
211 pk. 6+070	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
212 pk. 6+020	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
213 pk. 5+990	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
001	< 1/500	< 1/150	< 1/150
002	< 1/1000	< 1/300	< 1/300
007	< 1/500	< 1/150	< 1/150
008	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
011 - km 5+320 (3+342p.d.)	< 1/500	< 1/300	< 1/150
011 - km 5+300 (3+363p.d.)	< 1/500	< 1/300	< 1/150
179 nuovo - locali interrati trasv. pk. 5+020	< 1/500	< 1/150	> 1/150
179 nuovo pk. 5+060	< 1/500	< 1/300	< 1/150
179b nuovo - camminamento coperto pk. 5+040	< 1/500	< 1/300	< 1/150
177 pk. 4+820 - scavo TBM	< 1/500	< 1/150	< 1/150
177 pk. 4+820 - scavi in Tradizionale	< 1/300	< 1/150	> 1/150
022	< 1/300	< 1/150	> 1/150
024 pk. 3+920	< 1/300	< 1/150	> 1/150
028 km 3+912 (4+744p.d.)	< 1/500	< 1/150	< 1/150
028 km 3+887 (4+784p.d.)	< 1/500	< 1/150	< 1/150
028 km 3+862 (4+805p.d.)	< 1/500	< 1/150	< 1/150
028 km 3+840 (4+825p.d.)	< 1/1000	< 1/500	< 1/300
031	< 1/500	< 1/150	< 1/150
044	< 1/1000	< 1/500	< 1/300

046	< 1/1000	< 1/500	< 1/300
055	< 1/1000	< 1/500	< 1/300
227 pk. 2+600	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
067	< 1/1000	< 1/500	< 1/300
073	< 1/1000	< 1/500	< 1/500
074a pk. 2+840	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
075	< 1/1000	< 1/500	< 1/500
075a pk. 2+840	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
225 pk. 2+740	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
086	< 1/1000	< 1/500	< 1/500
091	< 1/1000	< 1/500	< 1/500
103	< 1/500	< 1/300	< 1/150
133	< 1/1000	< 1/500	< 1/500
137 km 1+852 (6+807p.d.)	< 1/500	< 1/150	< 1/150
137 km 1+871 (6+785p.d.)	< 1/500	< 1/150	< 1/150
137 p.1+840 ipotesi 1 - Lato lungo pk. 1+840	< 1/500	< 1/150	< 1/150
144	< 1/500	< 1/150	< 1/150
148	< 1/500	< 1/150	< 1/150
152	< 1/500	< 1/150	< 1/150
153	< 1/500	< 1/150	< 1/150
156	< 1/500	< 1/300	< 1/150
168b pk. 1+410	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000

Tabella 6-7 Fabbricati. Risultati per strutture intelaiate

I risultati mostrano come la categoria di distorsione relativa ai danni strutturali ($\beta > 1/150$) venga raggiunta per un numero ristretto di edifici e solo nelle condizioni con $V_p = 1.5\%$.

6.5. RIEPILOGO DEI RISULTATI

Di seguito si riportano tutti gli edifici che corrispondono ad una categoria di danno massima uguale o maggiore di 3, per le tre ipotesi di volume perso: condizione limite di esercizio TBM $V_p=0.4\%$, valutazione cautelativa $V_p=1.0\%$, valutazione molto cautelativa $V_p=1.5\%$. Si ricorda che la categoria di danno 3 è quella a cui corrispondono importanti danni anche strutturali. Viene considerata la massima categoria di danno riscontrata nelle diverse analisi svolte (trave equivalente in senso trasversale, longitudinale e struttura intelaiata). Per gli edifici in c.a. o per edifici in muratura per i quali sono presenti colonne o grandi pilastri, sui quali è stata svolta la stima della distorsione, vengono riportati i casi in cui questa supera il valore di $1/150$.

Fabbricati con categoria di danno ≥ 3											
Vp = 0.4 %		Vp = 1.0 %		Vp = 1.5 %							
Quantità edifici	Denominazione edifici	Quantità edifici	Denominazione edifici	Quantità edifici	Denominazione edifici						
1	1-F	12	210b	39	210b	157					
					210	158					
					1-F	160					
					209	161					
					001	162					
					002	163					
					005	164					
					006	165					
					007	165b					
					009	166					
					010	167					
					014	168					
					015	169					
					179 ($\beta > 1/150$)						
					178						
					177 ($\beta > 1/150$)						
					174						
					021						
					022 ($\beta > 1/150$)						
					023						
					024 ($\beta > 1/150$)						
					026						
					027						
					028						
								22			
								24			
								29			
								35			
								162			
								165			
								165b			
								166			
								179			
								178			
								177			
								174			

					029	
					031	
					032	
					033	
					034	
					035	
					036	
					119	
					128	
					137	
					141	
					142	
					150	
					151	
					152	
					153	
					155	

Tabella 6-8 Fabbricati. Elenco fabbricati con categorie di danno ≥ 3 al variare di V_p

6.6. CONCLUSIONI

In base ai risultati ottenuti si possono trarre le seguenti conclusioni generali:

- le condizioni peggiori, in termini di categorie di danno raggiunte dai fabbricati in seguito ai cedimenti indotti dallo scavo delle gallerie, si verificano quasi sempre per $k = 0.35$, ciò significa che le deformazioni indotte da curve di subsidenza più alte e strette, che competono a condizioni stratigrafiche proprie di terreni prevalentemente granulari, generano danni di entità maggiore sui fabbricati analizzati; data la pressoché continua presenza di una consistente frazione fine all'interno dei terreni di copertura presenti lungo il tracciato la condizione $k = 0.35$ è comunque cautelativa;
- per gli edifici per i quali la categoria di danno è ≥ 3 considerando le deformazioni orizzontali e ≤ 1 non considerando le deformazioni orizzontali risulta rappresentativa solo la seconda condizione di calcolo.
- gli edifici che possono risentire maggiormente dell'effetto dello scavo delle gallerie (che possono rientrare nella categorie di danno 3 e/o 4) sono quelli che si collocano a cavallo dell'asse di una delle gallerie, di entrambe o tra le due gallerie;
- gli edifici posti ai margini del bacino di subsidenza sono minimamente interessati dagli effetti indotti dallo scavo, si veda il caso degli edifici di Viale Lavagnini;
- per valori di volume perso pari a 0.4 % (valore di esercizio) si ha solo un edificio in categoria 3 (1-F) mentre sono solamente nove gli edifici in categoria 2 (1-F, 178, 177, 022, 024, 162, 165, 165b, 166), ne deriva quindi un impatto, per effetto dallo scavo delle gallerie, estremamente modesto. Resta inteso che a fronte di analisi semiempirica cautelative per quanto già detto, il V_p atteso in condizioni di normale esecuzione dello scavo meccanizzato, non dovrebbe determinare livello di danneggiamento così evidenziato se non a fronte di eventi ad oggi imprevisi e imprevedibili;
- gli edifici che potrebbero richiedere l'esecuzione di interventi di consolidamento sono quelli che presentano categorie di danno ≥ 3 per valori di $V_p = 1.0$ %, infatti alla categoria 3 corrispondono importanti danni anche strutturali mentre il valore di $V_p = 1.0$ % permette di considerare, a scopo cautelativo, anche possibili anomalie locali nel funzionamento dello scavo meccanizzato.

Per le conclusioni riguardo a specifiche necessità di interventi di presidio o monitoraggio, si rimanda necessariamente allo studio della vulnerabilità (NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.002) dove i risultati ottenuti in termini di cedimento e deformazioni sui fabbricati sono integrati da valutazioni in termini di caratteristiche strutturali, funzionali ed estetiche degli immobili e tengono conto delle analisi di dettaglio svolte per i casi specifici.

6.7. INTERVENTI DI "COMPENSATION GROUTING" SUGLI EDIFICI 165 E 166

A differenza dei sistemi di consolidamento tradizionali, il metodo previsto per gli edifici 165 e 166 è del tipo "attivo", interviene, cioè, solo nel caso di necessità e permette di controllare nel corso degli scavi in galleria l'evoluzione dei cedimenti, contenendoli nei limiti ammessi.

L'intervento consiste nel "compensare" gli eventuali cedimenti mediante iniezioni cementizie eseguite nel terreno compreso tra le gallerie e le fondazioni dell'opera. In pratica non appena si misurano cedimenti alle strutture e, prima che gli stessi superino i limiti predefiniti, il sistema permette di ristabilire la quota iniziale delle fondazioni con l'apporto di materiale in pressione nelle quantità e nelle posizioni tali da compensare i volumi di terreno confluiti in galleria.

Le iniezioni sono effettuate attraverso perforazioni sub-orizzontali eseguite a partire da pozzi di servizio posti nelle vicinanze dei due edifici. Le perforazioni, eseguite prima dell'arrivo delle gallerie, raggiungono il terreno posto al di sotto delle fondazioni per un primo trattamento di iniezione, volto a intasare i vuoti del terreno. In questa fase si attua anche una prima taratura del sistema, verificando la risposta delle strutture alle iniezioni in pressione per mezzo di

misure di livellazione. In tal modo tutto l'impianto è predisposto per essere attivato durante il transito delle frese. Con l'ausilio di un dettagliato sistema di monitoraggio, che fornisce in tempo reale i valori di cedimento e deformazione della struttura, vengono decise rapidamente le azioni da attuare (iniezioni di compensazione) per prevenire ogni danno.

Tutte le operazioni si svolgono all'esterno delle strutture non compromettendone l'estetica e la funzionalità, né durante le operazioni preliminari, né nel corso dello scavo delle gallerie.

Uniche costruzioni esterne, peraltro di limitato disturbo e a carattere temporaneo, sono costituite da modesti pozzi e dalle relative aree di cantiere a loro servizio. Le aree di cantiere sono necessarie per posizionare prima le macchine di consolidamento e scavo dei pozzi e successivamente gli impianti di iniezione. Fatta eccezione per le lavorazioni di scavo dei pozzi, tutte le attività, costituite prevalentemente da perforazioni e iniezioni, si svolgono all'interno del pozzo e non producono alcun disturbo al di fuori delle aree di cantiere. Dopo il passaggio delle frese i pozzi verranno riempiti e i luoghi restituiti nelle condizioni originarie.

I pozzi sono in totale 2 (uno per edificio) ed hanno una dimensione esterna di 7.5m e profondità variabile da circa 7 a 9 metri. La loro posizione è stata individuata al fine di interferire il meno possibile con i percorsi urbani e per ottimizzare le lunghezze delle perforazioni.

Alla data di redazione della presente revisione, sono stati già effettuati entrambi i pozzi e sono state eseguite le iniezioni di pretrattamento.

6.8. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO SULLA SCUOLA OTTONE ROSAI (ED.179)

L'intervento prospettato consiste nel consolidare preventivamente al passaggio della TBM la porzione di terreni più superficiali ed in matrice prevalentemente ghiaiosa al fine di costituire una sorta di schermatura tra scavo e struttura limitando notevolmente i cedimenti.

Le iniezioni sono effettuate attraverso perforazioni sub-orizzontali eseguite a partire da una trincea di servizio posta nelle vicinanze dell'edificio. Le perforazioni, eseguite prima dello scavo delle gallerie, raggiungono il terreno posto al di sotto delle fondazioni per consolidare il terreno stesso. Con l'ausilio di un dettagliato sistema di monitoraggio, che fornisce in tempo reale i valori di cedimento e deformazione della struttura, vengono controllate le risposte della struttura durante lo scavo delle gallerie per prevenire ogni danno.

Da un punto di vista operativo, si procede con la realizzazione della trincea, con uno scavo del manto stradale con una profondità di circa 60cm, per un'estensione che va circa dalla prog. pk 5+000 alla prog. pk 5+070 BP.

Tutte le operazioni si svolgono all'esterno delle strutture non compromettendone l'estetica e la funzionalità, né durante le operazioni preliminari, né nel corso dello scavo delle gallerie.

Uniche costruzioni esterne, peraltro di limitato disturbo e a carattere temporaneo, sono costituite da modeste trincee e dalle relative aree di cantiere a loro servizio. Le aree di cantiere sono necessarie per posizionare prima le macchine di consolidamento e scavo delle trincee e successivamente gli impianti di iniezione. Fatta eccezione per le lavorazioni di scavo delle trincee, tutte le attività, costituite prevalentemente da perforazioni e iniezioni, si svolgono all'interno delle trincee e non producono alcun disturbo al di fuori delle aree di cantiere. Dopo il passaggio delle frese le trincee verranno riempite e i luoghi restituiti nelle condizioni originarie.

Alla data della presente relazione tali interventi sono già stati eseguiti per la zona sud, quindi per una parte dell'edificio 179.

La valutazione relativa al comportamento dell'edificio ha evidenziato una condizione di potenziale criticità legata al passaggio fra due condizioni differenti:

- zona consolidata con presenza di un interrato;

- zona non consolidata senza interrato;

con parametri di riferimento che si avvicinano al limite fra le classi 2 e 3.

Per tale ragione è previsto un intervento integrativo, da svolgersi con geometrie similari e con apprestamenti similari a quelli già condotti, in modo da realizzare una zona di transizione fra le due zone sopra citate.

6.9. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN VIALE REDI (ED. 174)

Le analisi condotte mostrano una condizione di criticità in corrispondenza dell'edificio 174, sito in Viale Redi. In analogia a quanto già descritto per l'edificio 179, l'intervento che interessa l'edificio 174 prevede di consolidare preventivamente al passaggio della TBM la porzione di terreni più superficiali ed in matrice prevalentemente ghiaiosa, al fine di limitare notevolmente i cedimenti.

Anche in questo intervento si prevede di effettuare delle iniezioni attraverso perforazioni sub-orizzontali eseguite a partire da una trincea di servizio posta nelle vicinanze dell'edificio. Le perforazioni, eseguite prima dello scavo delle gallerie, raggiungono il terreno posto al di sotto delle fondazioni per consolidare lo stesso. Da un punto di vista operativo, si procede con la realizzazione della trincea, con uno scavo del manto stradale con una profondità di circa 60cm, per un'estensione che va circa dalla prog. pk 4+020 BP alla prog. pk 4+130 BP.

Come già specificato in precedenza, tutte le operazioni si svolgono all'esterno delle strutture non compromettendone l'estetica e la funzionalità, né durante le operazioni preliminari, né nel corso dello scavo delle gallerie.

Uniche costruzioni esterne, peraltro di limitato disturbo e a carattere temporaneo, sono costituite da modeste trincee e dalle relative aree di cantiere a loro servizio. Al termine delle lavorazioni, lo stato dei luoghi sarà ripristinato alle condizioni originarie.

6.10. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO IN CORRISPONDENZA DELL'AREA DI VIA DELLE GHIACCIAIE (ED. 029-035) E VIA CITTADELLA (ED. 022)

Le analisi condotte mostrano una condizione di criticità in corrispondenza degli edifici 022 e 024, superando questi i limiti di danneggiamento potenziale della classe 2. Ulteriori valutazioni di dettaglio, contenute in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.003 e NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.004 hanno mostrato come tale criticità permanga per l'edificio 022 nelle condizioni maggiormente gravose per lo scavo della seconda canna (B.D.).

La valutazione relativa al comportamento dell'edificio ha evidenziato una condizione di potenziale criticità legata al passaggio fra due condizioni differenti:

- zona consolidata con presenza di un interrato;
- zona non consolidata senza interrato;

con parametri di riferimento che si avvicinano al limite fra le classi 2 e 3.

Ulteriori analisi condotte hanno evidenziato condizioni di criticità anche in corrispondenza degli edifici 029 e 035, siti in via delle Ghiacciaie, riguardo ai quali ulteriori informazioni di dettaglio sono contenute negli elaborati NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.007 e NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.008.

Dunque, si ritiene opportuno prevedere interventi di miglioramento delle caratteristiche del terreno al contorno dello scavo, nella zona fra gli edifici nell'isolato fra via delle Ghiacciaie e via Cittadella.

Riguardo l'edificio 022, le iniezioni sono effettuate attraverso perforazioni rettilinee inclinate eseguite a partire da un pozzo di servizio posto in via Cittadella, in prossimità del sottopasso della ferrovia). Le perforazioni ed il trattamento di iniezione sono eseguiti prima dell'arrivo delle gallerie, raggiungono il terreno posto al di sotto delle fondazioni ad al contorno delle due gallerie. E' prevista una taratura del sistema in corrispondenza dei fori immediatamente all'esterno dell'impronta degli edifici, verificando la risposta delle strutture alle iniezioni in pressione per mezzo di

misure di livellazione. Il trattamento del terreno sarà effettuato attraverso il controllo dei parametri di iniezione (pressioni, volumi, portate) ed il controllo degli spostamenti indotti tramite il monitoraggio per tutta la fase di lavoro.

Tutte le operazioni si svolgono all'esterno delle strutture non compromettendone l'estetica e la funzionalità, né durante le operazioni preliminari, né nel corso dello scavo delle gallerie.

Unica opera esterna, come detto, risulta a carattere temporaneo ed è costituita da un modesto pozzo e dalle relative aree di cantiere a loro servizio. Le aree di cantiere sono necessarie per posizionare prima le attrezzature di cantiere ed i materiali per lo scavo dei pozzi e successivamente gli impianti di iniezione. Fatta eccezione per le lavorazioni di scavo dei pozzi, tutte le attività, costituite prevalentemente da perforazioni e iniezioni, si svolgono all'interno del pozzo e non producono alcun disturbo al di fuori delle aree di cantiere. Dopo il passaggio delle frese, il pozzo verrà riempito e i luoghi restituiti nelle condizioni originarie. La posizione è stata individuata al fine di interferire il meno possibile con i percorsi urbani.

Riguardo gli edifici 029 e 035, si prevede un intervento analogo a quello già descritto per gli edifici 179 e 174. Le iniezioni sono effettuate attraverso perforazioni sub-orizzontali eseguite a partire da una trincea di servizio posta nelle vicinanze degli edifici, occupando temporaneamente Via delle Ghiacciaie. Le perforazioni, eseguite prima dello scavo delle gallerie, raggiungono il terreno posto al di sotto delle fondazioni per consolidare lo stesso. Come già specificato, le operazioni si svolgono all'esterno delle strutture non compromettendone l'estetica e la funzionalità; uniche costruzioni esterne, peraltro di limitato disturbo e a carattere temporaneo, sono costituite da modeste trincee e dalle relative aree di cantiere a loro servizio. Al termine delle lavorazioni, lo stato dei luoghi sarà ripristinato alle condizioni originarie.

7. ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI SULLE INFRASTRUTTURE

Vengono valutati gli effetti dello scavo meccanizzato su infrastrutture ricadenti all'interno del bacino di subsidenza. Per l'analisi del Ponte al Pino (infrastruttura G) si rimanda allo specifico paragrafo di questa relazione.

Si rileva che le infrastrutture interferenti presentate in questo paragrafo sono state già studiate nel PE1L; in questa sede sono state verificate le geometrie e non si rilevano differenze rispetto a quanto rappresentato in PE1L.

Sono stati studiati i soli effetti dovuti allo scavo delle gallerie a singolo binario con EPB, tramite l'utilizzo della procedura di valutazione del rischio danneggiamento già adoperata in sede di PD per le infrastrutture schematizzabili con delle travi equivalenti come fatto per gli edifici, o attraverso la stima della distorsione d/L (d = cedimento differenziale fra gli appoggi e L = luce della campata) per le infrastrutture tipo ponte.

I risultati dell'analisi mostrano come il rischio di danneggiamento possa risultare non trascurabile per alcune di queste infrastrutture. Per le strutture scatolari sotto alla ferrovia va in particolare evidenziato che il livello di danno determinato mediante la teoria della trave sottoposta ad una deformata di tipo green-field risulta molto cautelativo. La rigidità delle strutture è tale da produrre deformate con minori curvature della curva di subsidenza.

La valutazione dello stato di danno potenziale così ottenuta risulta in generale pari o inferiori a quella desumibile dal metodo semiempirico adottato nel presente studio, il quale si basa su ipotesi che a vantaggio di sicurezza sovrastimano le deformazioni e sottostimano la rigidità del fabbricato analizzato.

Le infrastrutture analizzate possono essere raggruppate nelle seguenti categorie:

- A. sottopassi per l'attraversamento pedonale della sede ferroviaria
- B. sottopasso per l'attraversamento pedonale del V.le Lavagnini
- C. sottopasso stradale per l'attraversamento della sede ferroviaria (via Panciatichi)
- D. ponti ferroviari per il sostegno della sede ferroviaria sopra a strade o torrenti attraversanti
- E. passerella pedonale per l'attraversamento del torrente Terzolle
- F. sottopasso stradale per l'attraversamento della piazza antistante il mastio della Fortezza da Basso

7.1. LISTA DELLE INFRASTRUTTURE INTERFERENTI

ID infrastrutture	descrizione	pk. rif BP
H	Sottopasso di collegamento via Reginaldo Giuliani e via Delle Tre Pietre	6+720
M	Sottopasso di collegamento Stazione di Rifredi e via Vasco de Gama	6+320
A	Sottopasso di collegamento Stazione di Rifredi e via Vasco de Gama	6+040
L	Sottopasso stradale via Panciatichi	5+800
N	Sottopasso di collegamento via del Terzolle e via Panciatichi	5+730
B	Sottopasso di collegamento via della Ghiaccia e via del Terzolle	5+580
C	Ponte ferroviario sul torrente Terzolle	5+551
I	Passerella metallica sul torrente Terzolle	5+520
D	Ponte ferroviario su via Mariti	5+500
E	Sottopasso fra via di Rifredi e viale Corsica	5+280
172	Sottopasso v.le Strozzi	3+440
F	Sottopasso fra i marciapiedi v.Le Lavagnini	2+910

Tabella 7-1 Infrastrutture. Elenco delle infrastrutture lungo l'asse in esame

7.2. CRITERI DI VALUTAZIONE DEI DANNI ALLE INFRASTRUTTURE

Per le infrastrutture rientranti nelle categorie A, B e C viene svolta un'analisi della trave equivalente deformata come in condizioni di green-field (Burland, 1997), con conseguente stima della categoria del danno (Boscardin e Cording, 1989), in analogia a quanto fatto per degli edifici. Per la modalità di analisi dei cedimenti indotti, la schematizzazione dei sottopassi interferenti, le deformazioni indotte sui sottopassi, e la definizione delle categorie di danno si rimanda a quanto svolto per i fabbricati.

Per le infrastrutture rientranti nelle categorie D, E ed F viene svolta la stima della distorsione d/L (d = cedimento differenziale fra gli appoggi e L = luce della campata). A seconda del posizionamento del manufatto rispetto alle gallerie vengono presi in considerazione gli effetti di subsidenza trasversale o longitudinale rispetto alla galleria. La quota di riferimento per il calcolo dei cedimenti è considerata l'imposta delle platee di fondazione, non considerando in questa fase progettuale la presenza delle fondazioni profonde, eccetto per il Sottopasso di V.le Strozzi, del quale è nota la profondità dei diaframmi. Questa viene assunta come quota di riferimento per la deformata green-field.

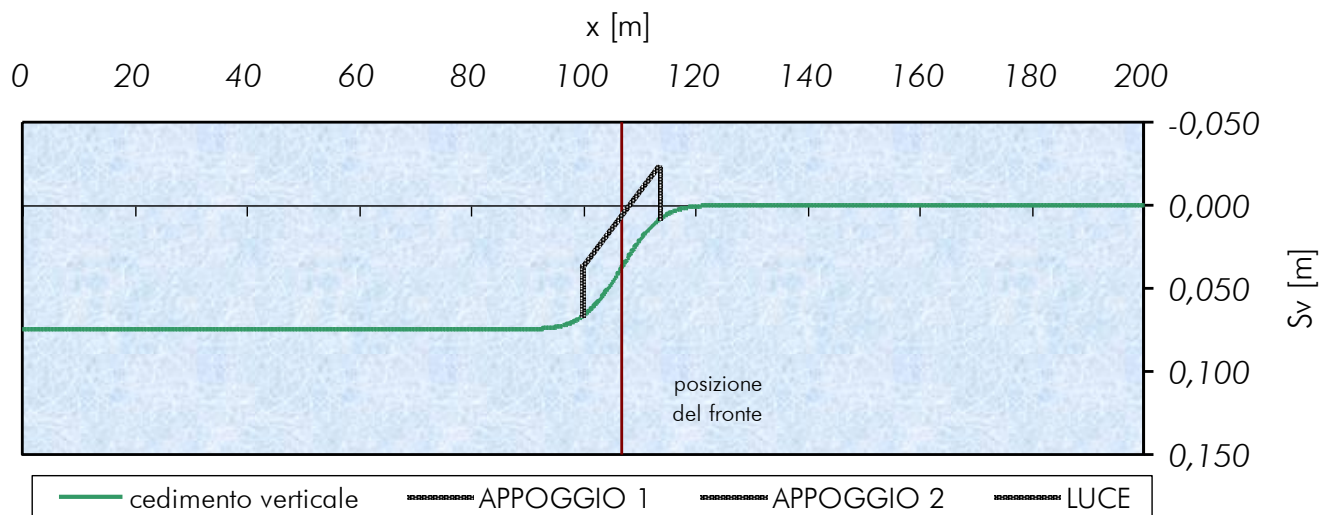


Figura 7-1. Vista nella sezione longitudinale della galleria in costruzione con ponte sottoposto a deformazione green-field

La precedente suddivisione discende dalle diverse tipologie strutturali dei vari manufatti esaminati. Essa può non essere così netta, in quanto alcuni manufatti potrebbero essere composti da strutture di tipo vario, con fondazioni e coperture differenziate a seconda delle diverse epoche di costruzione e ampliamento.

Categoria infrastrutture	Descrizione	Criterio valutazione danno
A	sottopassi per l'attraversamento pedonale della sede ferroviaria	analisi della trave equivalente deformata
B	sottopasso per l'attraversamento pedonale del V.le Lavagnini	
C	sottopasso stradale per l'attraversamento della sede ferroviaria (via Panciatichi)	
D	ponti ferroviari per il sostegno della sede ferroviaria sopra a strade o torrenti attraversanti	stima della distorsione d/L
E	passerella pedonale per l'attraversamento del torrente Terzolle	
F	sottopasso stradale per l'attraversamento della piazza antistante il mastio della Fortezza da Basso	

Tabella 7-2 Infrastrutture. Analisi semi-empiriche. Definizione del criterio adottato per la valutazione del livello di danneggiamento potenziale

7.3. DATI DI BASE PER L'ANALISI

Le infrastrutture riportate sono state sottoposte all'analisi di danneggiamento in seguito allo scavo meccanizzato delle gallerie, utilizzando come dati di input le informazioni ricavate da:

- Rilievo topografico del PE;
- Elaborati progettuali delle infrastrutture ove disponibili;
- Elaborati censimento interferenze del 1998, per le infrastrutture A, B, C, D, E, F, H, I;
- Osservazione visiva.

Non si sono avute modifiche sostanziali nelle geometrie dei manufatti dalla redazione del PE1L.

I dati necessari per la stima del rischio di danneggiamento sono stati ricavati dagli elementi sopra elencati e, nel caso d'incertezza, sono state svolte più analisi di sensibilità al variare dei parametri di progetto.

Dove è stata stimata la categoria di danno, quella riportata nei riepiloghi seguenti è, per ogni infrastruttura individuata, la più gravosa che si ricava dal gruppo delle analisi svolte. Si rimanda agli allegati per la presentazione dettagliata delle schede di analisi.

N° ed	pk. BP PE	Annotazioni	differenza di quota asse galleria - intradosso edificio [m s.l.m.]	interasse canne [m]	lunghezza [m]	altezza (trave equivalente) [m]	posizione estremo sinistro rispetto all'asse della canna B.P. [m]	posizione estremo destro rispetto all'asse della canna B.P. [m]	tipo di struttura m o c
H Ipotesi 1	6+720	Ipotesi su quota imposta fondazione a -1,0 m da quota calpestio sottopasso	8.74	19.30	80.00	5.10	-47.54	32.46	c
M Ipotesi 1	6+320	Ipotesi su profondità posa fondazione in analogia con l'altro sottopasso di stazione (infrastruttura A) Ipotesi altezza soletta di copertura 1m	11.82	19.30	95.10	4.50	-18.85	76.25	c
A Ipotesi 1	6+040	Ipotesi su quota imposta fondazione a -1,0 m da quota calpestio sottopasso	14.92	19.30	80.76	4.90	-10.11	70.65	c
L Ipotesi 1	5+800	Ipotesi su quota imposta fondazione a -2,0 m da quota stradale sottopasso, Ipotesi su spessore copertura 1,5 m	12.94	19.30	215.71	8.40	-53.7	162.01	c
N Ipotesi 1	5+730	Ipotesi su profondità posa fondazione in analogia con il sottopasso di stazione (infrastruttura A) Ipotesi altezza soletta di copertura 1m	17.41	19.30	73.02	4.50	-10.74	62.28	c
B Ipotesi 1	5+580	Ipotesi su spessore copertura 1,0 m	19.72	19.30	57.76	3.85	17.19	74.95	c
C	5+551	Infrastruttura tipo ponte	15.68	Subsidenza longitudinale rispetto alla galleria					
I	5+520	Infrastruttura tipo ponte	16.81	Subsidenza trasversale rispetto alla galleria					
D	5+500	Infrastruttura tipo ponte	15.91	Subsidenza longitudinale rispetto alla galleria					
E Ipotesi 1	5+280	Ipotesi su quota imposta fondazione a -1,0 m da quota calpestio sottopasso e spessore 1m per copertura	21.15	19.30	67.46	4.30	12.83	80.29	c
172 b	3+380	Presenza di diaframmi profondi	10.90	Subsidenza trasversale rispetto alla galleria					

F Ipotesi 1	2+910	Ipotesi su quota imposta fondazione a -1,0 m da quota calpestio sottopasso	26.86	19.30	36.43	3.35	-9.95	26.48	c
----------------	-------	----------------------------------------------------------------------------	-------	-------	-------	------	-------	-------	---

Tabella 7-3 Infrastrutture. Caratteristiche geometriche

7.4. RISULTATI DELLE SINGOLE ANALISI

Le categorie di danno per ogni caso considerato sono riportati nel documento allegato alla presente relazione, insieme ai risultati dell'analisi in termini di deformazioni. Per ogni struttura e per ognuno dei tre valori di volume perso, di seguito si riportano la categoria di danno massima riscontrata o la massima categoria di distorsione riscontrata attraverso i metodi empirici.

N° ed	pk. BP PE	categoria per $V_p=0,4\%$	categoria per $V_p=1,0\%$	categoria per $V_p=1,5\%$
H Ipotesi 1	6+720	3	4	4
M Ipotesi 1	6+320	3	4	4
A Ipotesi 1	6+040	2	3	4
L Ipotesi 1	5+800	2	4	4
N Ipotesi 1	5+730	1	3	3
B Ipotesi 1	5+580	0	2	2
E Ipotesi 1	5+280	0	1	2
F Ipotesi 1	2+910	0	0	1

Tabella 7-4 Infrastrutture. Risultati analisi con schema a trave equivalente deformata

N° ed	pk. BP PE	Distorsione β [%] per $V_p=0,4\%$	Distorsione β [%] per $V_p=1,0\%$	Distorsione β [%] per $V_p=1,5\%$
C Ipotesi 1	5+551	< 1/500	< 1/300	< 1/150
I Ipotesi 1	5+520	< 1/1000	< 1/1000	< 1/1000
D Ipotesi 1	5+500	< 1/500	< 1/300	< 1/150
172	3+380	< 1/1000	< 1/500	< 1/500

Tabella 7-5 Infrastrutture. Risultati analisi con stima della distorsione d/L

In base ai risultati ottenuti si possono trarre le seguenti conclusioni

- Le strutture analizzate con lo schema di trave equivalente sono prevalentemente sottopassi pedonali in c.a. la cui sensibilità al danneggiamento risulta non particolarmente rilevante. Alcune di queste infrastrutture presentano, con l'analisi semi-empirica adottata, una categoria di danno pari a 4 (Infrastruttura H, M ed L) con $V_p=1.0\%$ e due strutture una categoria di danno pari a 3 (Infrastrutture A ed N) sempre con $V_p=1.0\%$. Per suddette opere si svolgono considerazioni aggiuntive che si riportano nel seguito.
- Le strutture per le quali è stata stimata la distorsione, seppur nelle ipotesi semplificative svolte, mostrano dei risultati di deformazione sostanzialmente contenuti. Con riferimento all'Eurocodice, i valori di distorsione mostrano che le strutture con orditura delle travi parallela alle gallerie (C e D) rientrano nell'ambito degli stati limite di servizio con $V_p=1.0\%$. Per contro le strutture che si sviluppano maggiormente in senso trasversale (I e 172) mostrano valori di distorsione minori, grazie alla posizione di queste infrastrutture rispetto alle gallerie (vedi allegati).

In accordo a quanto previsto dal “Manuale di progettazione delle opere civili, parte II, sez. 4- Gallerie” al par. 4.8.4.6, per le strutture che si presentano in classe 3 e 4 per $V_p=1\%$ sono state oggetto di specifico approfondimento attraverso metodi numerici che prevedono l’adozione di modelli costitutivi avanzati capaci di modellare il reale comportamento del terreno. Il dettaglio delle analisi condotte è riportato in Allegato 1, mentre il riassunto dei risultati ottenuti viene riportato nella tabella seguente.

La valutazione complessiva dovrà fare riferimento ad entrambe le condizioni analizzate (con e senza rampa), facendo riferimento alle condizioni risultanti dal modello SS (maggiormente realistiche e conservative in termini di risultati), in quanto la limitata dimensione trasversale determina una condizione tensionale intermedia fra le analisi condotte. La dimensione relativa potrà fornire indicazioni relativamente alla condizione maggiormente rappresentativa (maggiore è la larghezza, più rappresentativa sarà la condizione di rampa rispetto a quella senza rampa).

N° ed	pk. BP PE	Uy_max [cm] per $V_p=1,0\%$	Distorsione β [%] per $V_p=1,0\%$	allungamento ϵ_{lim} [%] per $V_p=1,0\%$
H Ipotesi 1	6+720	2.6	1/416	0.026÷0.265
M Ipotesi 1	6+320	2.0	1/496	0.067÷0.147
A Ipotesi 1	6+040	2.0	1/766	0.064÷0.094
L Ipotesi 1	5+800	1.9	1/439	0.030÷0.192

Tabella 7-6 Infrastrutture. Risultati analisi numeriche di dettaglio $V_p=1.0\%$

Nel seguito si riporta un riepilogo dei risultati per ogni infrastruttura:

- **INFRASTRUTTURA H:** il sottopasso pedonale fra via Reginaldo Giuliani e via delle Tre Pietre mostra nell’analisi semi-empirica una Categoria 3 per $V_p=0.4\%$ / $k=0.35$, Categoria 4 per $V_p=1.0\%$ / $k=0.35$. Le categorie massime di danneggiamento vengono raggiunte al passaggio della galleria dispari.

Nell’area la larghezza della sede ferroviaria risulta di circa 55m.

La valutazione di dettaglio ha mostrato come le rotazioni siano tali da classificare la struttura in classe 2 per un $V_p=1\%$, mentre le deformazioni di estensioni mostrano una classe fra 0 e 3, ma stante l’estensione delle zone di minimo e la condizione associata ai valori massimi che riferisce alla larghezza ridotta della struttura nell’analisi 2D (e quindi poco rappresentativa), si considera come classe di riferimento per il danneggiamento potenziale la classe 2. Inoltre, la natura scatolare del manufatto esaminato lo rende poco sensibile agli spostamenti orizzontali del terreno in quanto l’unico effetto di eventuali risultanti di trazione agenti lungo l’asse del sottopasso sarebbe quello generare una microfessurazione diffusa e comunque tale da non pregiudicarne la sicurezza statica (trattasi infatti di una struttura progettata secondo sezioni piane a funzionamento trasversale).

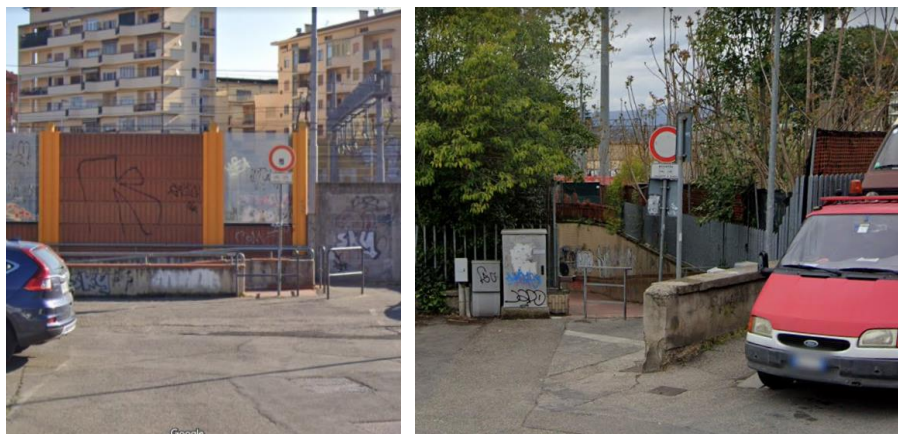


Figura 7-2. Accessi Opera A

- **INFRASTRUTTURA M:** Il sottopasso fra stazione Rifredi e via Vasco da Gama consiste in un sottopasso pedonale di attraversamento della sede ferroviaria, con accessi ai marciapiedi di stazione. Si rileva la presenza di un prolungamento dell'opera per la realizzazione recente del corridoio attrezzato. La larghezza della sede ferroviaria risulta di 90m, comprensiva del corridoio attrezzato posto sul lato Ovest. Il tombino scatolare insite sull'impronta di entrambe le gallerie, attraversando perpendicolarmente il bacino di subsidenza. La sezione d'intradosso dell'infrastruttura è rettangolare, 3.5m di larghezza.

L'opera è orientata in direzione trasversale rispetto all'asse della galleria e interessata dallo scavo di entrambe le canne

Il calcolo di rischio danneggiamento, riportato nella scheda di subsidenza in allegato al presente documento è stato condotto facendo riferimento alla valutazione degli effetti riconducibili al peggiore fra gli scenari ipotizzabili in termini di caratteristiche dei terreni attraversati ($k=0.35$ e $k=0.50$) e volume perso durante le fasi di scavo della galleria ($V_p=0.4\%$ e $V_p=1.0\%$). I risultati portano la struttura una Categoria 3 per $V_p=0.4\%$ / $k=0.35$, Categoria 4 per $V_p=1.0\%$ / $k=0.35$. Le categorie massime di danneggiamento vengono raggiunte al passaggio della galleria dispari.

In ragione delle criticità emerse da questo studio, si è ritenuto di approfondire l'analisi dell'opera in esame attraverso un'analisi di dettaglio: la valutazione di dettaglio ha mostrato come le rotazioni siano tali da classificare la struttura in classe 2 per un $V_p=1\%$, e le deformazioni di estensioni mostrano una classe fra 0 e 2. Si considera come classe di riferimento per il danneggiamento potenziale la classe 2. Inoltre, la natura scatolare del manufatto esaminato lo rende poco sensibile agli spostamenti orizzontali del terreno in quanto l'unico effetto di eventuali risultanti di trazione agenti lungo l'asse del sottopasso sarebbe quello generare una microfessurazione diffusa e comunque tale da non pregiudicarne la sicurezza statica (trattasi infatti di una struttura progettata secondo sezioni piane a funzionamento trasversale).

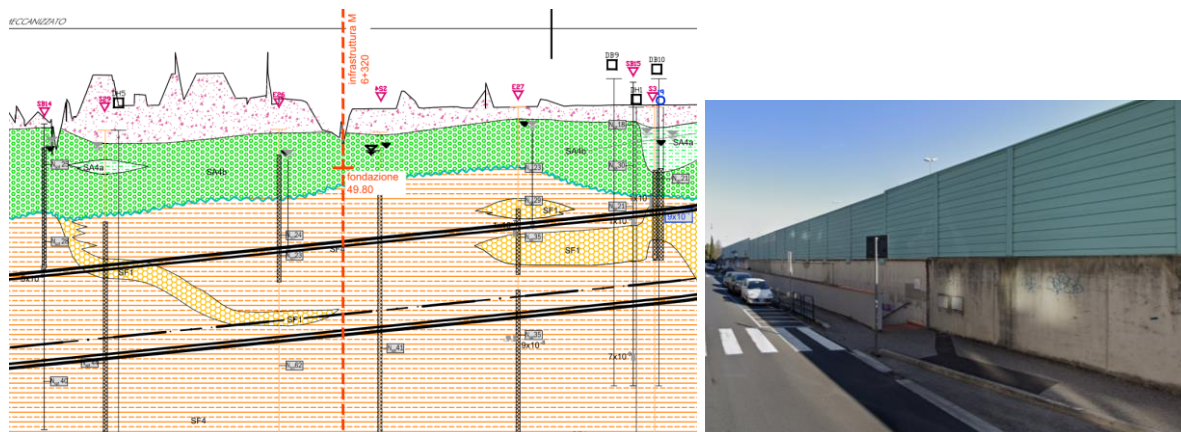


Figura 7-3. Opera M con stratigrafia e accesso da via Vasco da Gama

- INFRASTRUTTURA A:** L'opera consiste in un sottopasso pedonale di attraversamento della sede ferroviaria, con accessi ai marciapiedi di stazione. Si rileva la presenza di un prolungamento dell'opera per la realizzazione recente del corridoio attrezzato. La larghezza della sede ferroviaria risulta di 67m, comprensiva del corridoio attrezzato posto sul lato Ovest. Il tombino scatolare insite sull'impronta di entrambe le gallerie, attraversando perpendicolarmente la sede ferroviaria. La sezione d'intradosso dell'infrastruttura è rettangolare, con 3.17m di altezza e 3.0m di larghezza. L'orientazione del manufatto è trasversale rispetto all'asse della galleria.

Il calcolo di rischio danneggiamento attraverso l'analisi semi-empirica, riportato nella scheda di subsidenza in allegato al presente documento è stato condotto facendo riferimento alla valutazione degli effetti riconducibili al peggiore fra gli scenari ipotizzabili in termini di caratteristiche dei terreni attraversati ($k=0.35$ e $k=0.50$) e volume perso durante le fasi di scavo della galleria ($V_p=0.4\%$ e $V_p=1.0\%$). I risultati hanno mostrato un livello di danneggiamento potenziale appartenente alla Categoria 2 per $V_p=0.4\%$ / $k=0.35$ e Categoria 3 per $V_p=1.0\%$ / $k=0.35$. Le categorie massime di danneggiamento vengono raggiunte già nello scavo della galleria pari.

In ragione delle criticità emerse da questo studio, si è ritenuto di approfondire l'analisi dell'opera in esame attraverso un'analisi di dettaglio: la valutazione di dettaglio ha mostrato come le rotazioni siano tali da classificare la struttura in classe 2 per un $V_p=1\%$, e le deformazioni di estensioni mostrano una classe fra 0 e 2. Si considera come classe di riferimento per il danneggiamento potenziale la classe 2. Inoltre, la natura scatolare del manufatto esaminato lo rende poco sensibile agli spostamenti orizzontali del terreno in quanto l'unico effetto di eventuali risultanti di trazione agenti lungo l'asse del sottopasso sarebbe quello generare una microfessurazione diffusa e comunque tale da non pregiudicarne la sicurezza statica (trattasi infatti di una struttura progettata secondo sezioni piane a funzionamento trasversale).

Si ritiene pertanto ragionevole concludere che l'opera interessata non richieda interventi preventivi e/o protettivi né si renda necessaria la limitazione all'esercizio.

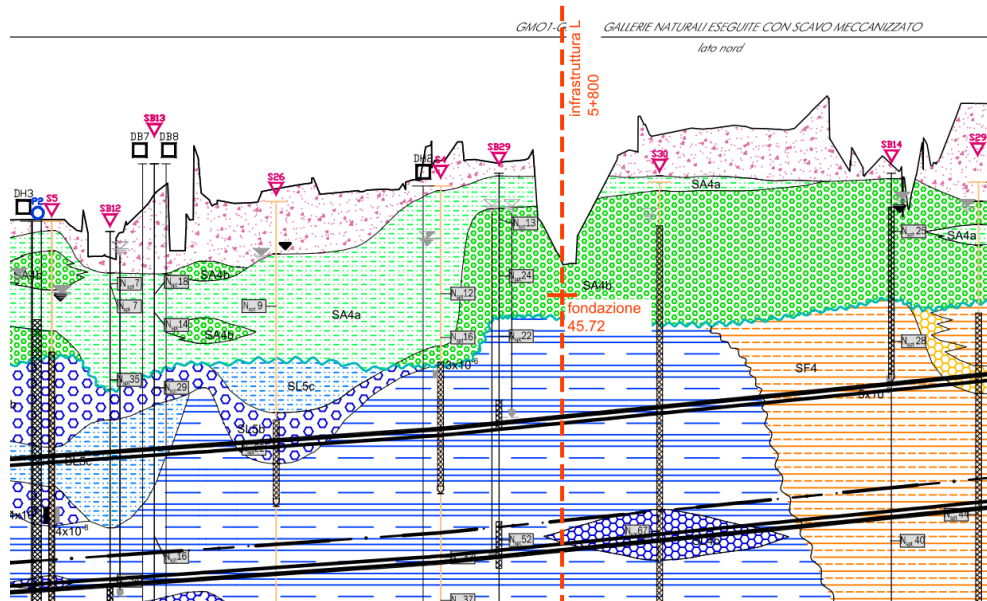


Figura 7-5. Opera L con stratigrafia

- INFRASTRUTTURA N:** l'opera esaminata consiste in un sottopasso pedonale di attraversamento della sede ferroviaria e stradale. La larghezza della sede ferroviaria risulta di 45m. Il tombino scatolare insiste sull'impronta di entrambe le gallerie, attraversando perpendicolarmente le linee ferroviarie. La sezione d'intradosso dell'infrastruttura è rettangolare, con circa 5.0m di larghezza. L'orientazione è trasversale rispetto all'asse della galleria.

Il calcolo di rischio danneggiamento, riportato nella scheda di subsidenza in allegato al presente documento è stato condotto facendo riferimento alla valutazione degli effetti riconducibili al peggiore fra gli scenari ipotizzabili in termini di caratteristiche dei terreni attraversati ($k=0.35$ e $k=0.50$) e volume perso durante le fasi di scavo della galleria ($V_p=0.4\%$ e $V_p=1.0\%$). I risultati dell'analisi semi-empirica mostrano una Categoria 1 per $V_p=0.4\%$ / $k=0.35$ ed una Categoria 3 per $V_p=1.0\%$ / $k=0.35$. Le categorie massime di danneggiamento vengono raggiunte al passaggio della galleria dispari.

Per quanto in precedenza valutato, sulla base dei risultati delle analisi numeriche per le opere, si considera come classe di riferimento per il danneggiamento potenziale la classe 2. Inoltre, la natura scatolare del manufatto esaminato lo rende poco sensibile agli spostamenti orizzontali del terreno in quanto l'unico effetto di eventuali risultanti di trazione agenti lungo l'asse del sottopasso sarebbe quello generare una microfessurazione diffusa e comunque tale da non pregiudicarne la sicurezza statica (trattasi infatti di una struttura progettata secondo sezioni piane a funzionamento trasversale).

Si ritiene pertanto ragionevole concludere che l'opera interessata non richieda interventi preventivi e/o protettivi né si renda necessaria la limitazione all'esercizio.

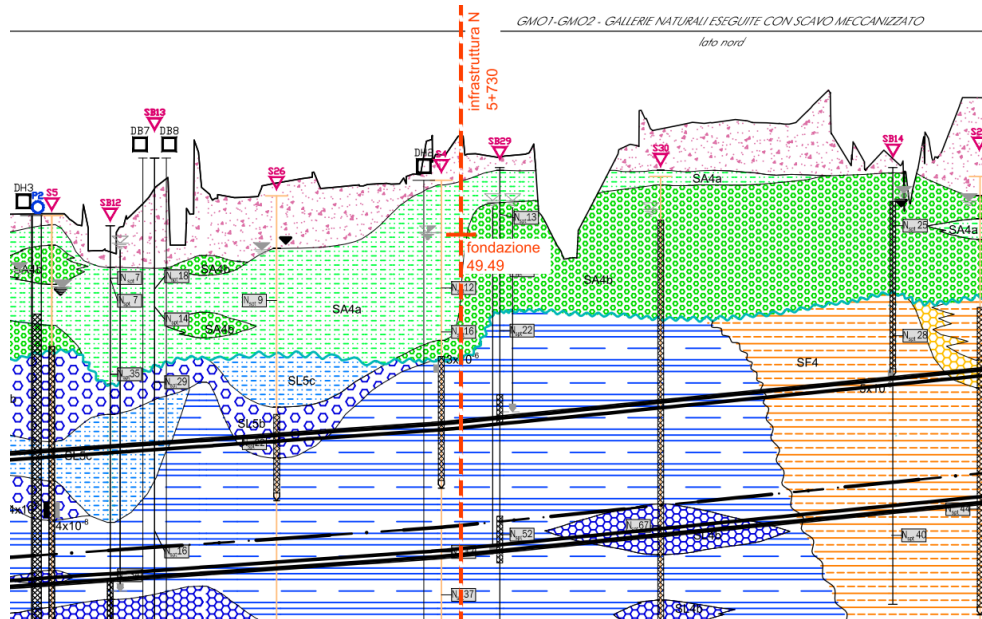


Figura 7-6. Opera N con stratigrafia

- INFRASTRUTTURA B:** L'opera consiste in un sottopasso pedonale di attraversamento della sede ferroviaria e stradale. Si rileva la presenza di un allargamento dell'opera per la realizzazione recente del corridoio attrezzato. La larghezza della sede ferroviaria risulta di 35m, comprensiva del corridoio attrezzato posto sul lato Ovest. Il tombino scatolare insite sull'impronta della galleria dispari, ed attraversa le linee ferroviarie con angolo d'incidenza di circa 45°. La sezione d'intradosso dell'infrastruttura è rettangolare, con 1.85m di altezza e 2.5m di larghezza.

Le categorie massime di danneggiamento (Categoria 0 per $V_p=0.4\%$, categoria 2 per $V_p=1.0\%$) vengono raggiunte al passaggio della galleria dispari, e considerando le deformazioni orizzontali. Nello scavo della galleria pari si hanno categorie 0 ($V_p=0.4\%$) e 1 ($V_p=1.0\%$), valori che si mantengono anche scavando la galleria dispari, esclusivamente con l'ipotesi di non considerare le deformazioni orizzontali.

Gli attraversamenti adiacenti risultano a Nord il sottopassaggio pedonale N, posto a distanza in linea d'aria di 145m a Nord dell'infrastruttura B. A Sud si trova l'infrastruttura D (sottopasso stradale con marciapiedi pedonali), posta alla distanza in linea d'aria di 102m dall'opera in oggetto.

- INFRASTRUTTURA C:** L'opera consiste in un ponte ferroviario di attraversamento del torrente Terzolle. Si rileva la presenza di un allargamento dell'opera per la realizzazione recente del corridoio attrezzato. La larghezza della sede ferroviaria risulta di 35m, comprensiva del corridoio attrezzato posto sul lato Ovest. Il ponte insite sull'impronta della galleria dispari, ed attraversa le linee ferroviarie con angolo d'incidenza di circa 23°. La sezione d'intradosso dell'infrastruttura è rettangolare, con 3.60m di altezza e 12.20m di larghezza.

Le categorie massime di danneggiamento (Categoria di distorsione $< 1/500$ per $V_p=0.4\%$, categoria $< 1/300$ per $V_p=1.0\%$) vengono raggiunte al passaggio della galleria dispari. Al passaggio della galleria pari si prevedono deformazioni molto ridotte, trovandosi l'opera in oggetto al margine del bacino di subsidenza per lo scavo della galleria pari.

- INFRASTRUTTURA I:** L'opera consiste in una passerella ferroviaria di attraversamento del torrente Terzolle. La larghezza dell'attraversamento risulta di 13.45m. La passerella non insite sull'impronta delle gallerie ed è posta al margine del bacino di subsidenza della galleria pari.

Le categorie massime di danneggiamento (Categoria di distorsione $< 1/1000$ per $V_p=0.4\%$, categoria $< 1/1000$ per $V_p=1.0\%$) vengono raggiunte al passaggio della galleria pari. Al passaggio della galleria dispari non si prevedono deformazioni, trovandosi l'opera in oggetto esterna al bacino di subsidenza per lo scavo della galleria dispari.

La sezione trasversale dell'infrastruttura ha 1.50m di larghezza, la luce del ponte è di 12.10m.

- **INFRASTRUTTURA D₂**: l'opera consiste in un ponte ferroviario per il passaggio di un'infrastruttura stradale con passaggi pedonali laterali (Via Mariti). Si rileva la presenza di un allargamento dell'opera per la realizzazione recente del corridoio attrezzato. La sede ferroviaria nella zona in esame è larga circa 35m, comprensiva del corridoio attrezzato posto sul lato Ovest. Il ponte insiste sull'impronta della galleria dispari. La sede stradale sottostante attraversa perpendicolarmente le linee ferroviarie. Il ponte si sviluppa su due campate, con spalle laterali e pila centrale. La luce di ciascuna campata è pari a circa 13.8m. L'altezza della sezione d'intradosso è pari a circa 4.50m. I marciapiedi laterali sono rialzati ed hanno un'altezza della sezione d'intradosso pari a circa 2.40m.

Le categorie massime di danneggiamento (Categoria di distorsione $< 1/500$ per $V_p=0.4\%$, categoria $< 1/300$ per $V_p=1.0\%$) vengono raggiunte al passaggio della galleria dispari. Al passaggio della galleria pari si prevedono deformazioni molto ridotte, trovandosi l'opera in oggetto al margine del bacino di subsidenza per lo scavo della galleria pari.

- **INFRASTRUTTURA E**: l'opera consiste in un sottopasso pedonale di attraversamento della sede ferroviaria. Si rileva la presenza di un allargamento dell'opera per la realizzazione recente del corridoio attrezzato. La larghezza della sede ferroviaria risulta di 37m, comprensiva del corridoio attrezzato posto sul lato Ovest. Il tombino scatolare insiste sull'impronta della galleria dispari, ed attraversa le linee ferroviarie con angolo d'incidenza di circa 45° .

La sezione d'intradosso dell'infrastruttura è rettangolare, con 2.30m di altezza e 2.30m di larghezza.

Le categorie massime di danneggiamento risultano: Categoria 0 per $V_p=0.4\%$, categoria 1 per $V_p=1.0\%$.

Gli attraversamenti adiacenti risultano a Nord l'attraversamento stradale e pedonale D, posto a distanza in linea d'aria di 203m a Nord dell'infrastruttura E. A Sud si trova l'attraversamento stradale e pedonale di via Circondaria, posto alla distanza in linea d'aria di 499m dall'opera in oggetto.

- **INFRASTRUTTURA 172**: l'opera consiste in un sottopasso stradale per l'attraversamento della piazza Bambini di Beslan, antistante la Fortezza da Basso. La lunghezza del sottopasso è pari a 100m. Il ponte insiste sull'impronta della galleria pari. La sede stradale corre parallelamente alle gallerie AV, mentre le travi di copertura a sostegno del soprastante piazzale sono disposte trasversalmente alla galleria.

L'altezza della sezione d'intradosso è pari a circa 5.00m. La larghezza risulta pari a 18.50m. A lato della sede stradale sono presenti marciapiedi di larghezza ridotta non aperti alla circolazione dei pedoni. L'opera è realizzata tra diaframmi di spessore pari a 1.0m. Dentro alla trincea e lateralmente alla sede stradale è presente anche un collettore rettangolare con sezione d'intradosso da 2.70m di larghezza e 5.30m di altezza.

I risultati hanno mostrato Categoria di distorsione $< 1/1000$ per $V_p=0.4\%$, categoria $< 1/500$ per $V_p=1.0\%$. Le categorie massime di danneggiamento vengono raggiunte al passaggio della galleria dispari. Al passaggio della galleria pari si prevede categoria $< 1/1000$ per $V_p=0.4\%$, categoria $< 1/1000$ per $V_p=1.0\%$.

- **INFRASTRUTTURA F**: l'opera consiste in un sottopasso pedonale di attraversamento del Viale Spartaco Lavagnini. La larghezza della sede stradale risulta di 24m. Il tombino scatolare insiste sull'impronta di entrambe le gallerie, ed attraversa perpendicolarmente la sede stradale.

La sezione d'intradosso dell'infrastruttura è rettangolare, con 2.10m di altezza e 3.40m di larghezza.

Gli attraversamenti pedonali adiacenti risultano posti a distanza di 170m ad Ovest e 178m ad Est dell'infrastruttura F. Entrambi gli attraversamenti sono a raso con segnaletica stradale orizzontale ed hanno regolazione semaforica.

I risultati mostrano una Categoria 0 per $V_p=0.4\%$, categoria 0 per $V_p=1.0\%$.

I risultati finali sono di seguito riassunti

N° ed	pk. BP PE	categoria per $V_p=0,4\%$	categoria per $V_p=1,0\%$	categoria per $V_p=1,5\%$
H	6+720	2	2	(3)
M	6+320	2	2	(3)
A	6+040	2	2	(3)
L	5+800	2	2	(3)
N	5+730	1	2	3
B	5+580	0	2	2
E	5+280	0	1	2
F	2+910	0	0	1
C	5+551	1	2	3
I	5+520	0	0	0
D	5+500	1	2	3
172	3+380	0	1	1

Tabella 7-7 Infrastrutture. Risultati in termini di categoria di rischio associata allo scenario di volume perso

8. ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI SUI BINARI

8.1. LOCALIZZAZIONE DEI TRATTI IN CUI SI REALIZZANO LE INTERFERENZE

Percorrendo il tracciato ferroviario A.V. si verifica che le gallerie sottoattraversino le linee ferroviarie preesistenti in superficie. La condizione di sottoattraversamento di binari preesistenti è localizzata indicativamente nelle seguenti zone (i limiti riportati corrispondono alle intersezioni in pianta fra gli assi dei binari esistenti e quelli delle gallerie di nuova costruzione):

1. Zona Campo di Marte, tratto fra le progressive chilometriche 1+548.90 BP - 1+616.30 BP
2. Zona Stazione Santa Maria Novella, tratto fra le progressive chilometriche 3+640.00 BP - 3+782.97 BP
3. Zona Fascio Binari Belfiore, tratto fra le progressive chilometriche 4+060.00 BP - 4+323.64 BP
4. Zona Rifredi, tratto fra le progressive chilometriche 5+820.00 BP - 6+891.20 BP

8.2. PROCEDURA DI ANALISI DELLA QUALITÀ GEOMETRICA DEL BINARIO

Il binario è analizzato lungo il suo sviluppo in prossimità delle zone in cui si realizza il sottoattraversamento da parte della galleria, in un intorno (circa +50.0m~ -50.0m) del punto di intersezione in pianta fra le due linee. La qualità del binario è analizzata nelle diverse fasi di avanzamento del fronte di scavo nella galleria in costruzione, con gli effetti dello scavo che si manifestano progressivamente con l'avanzare del fronte. Gli effetti indotti dallo scavo della galleria per il binario dispari sono stati sommati a quelli dello scavo della galleria per il binario pari già interamente manifestati.

I parametri stimati per la determinazione della qualità geometrica del binario sono i seguenti:

- Livello longitudinale "L"
- Sghembo " γ "
- Difetto di sopraelevazione " ΔH "

La stima di Livello Longitudinale, Sghembo e Difetto di sopraelevazione viene svolta sulla base delle definizioni di tali parametri riportate nell'Istruzione Tecnica RFI (RFI TCAR ST AR 01 001 D). Alla stessa Istruzione Tecnica si fa riferimento per i valori limite dei parametri. E' stata analizzata solo l'eventualità di presenza di vincoli all'esercizio ferroviario.

I parametri di qualità del binario che si stimano siano indotti dagli scavi in sotterraneo (L_2 ; γ_2 ; ΔH_2), sono quelli previsti in seguito alle operazioni di scavo, con l'ipotesi che la misura degli stessi parametri sul binario prima dell'intervento abbiano valore nullo ($L_1=0$; $\gamma_1=0$; $\Delta H_1=0$).

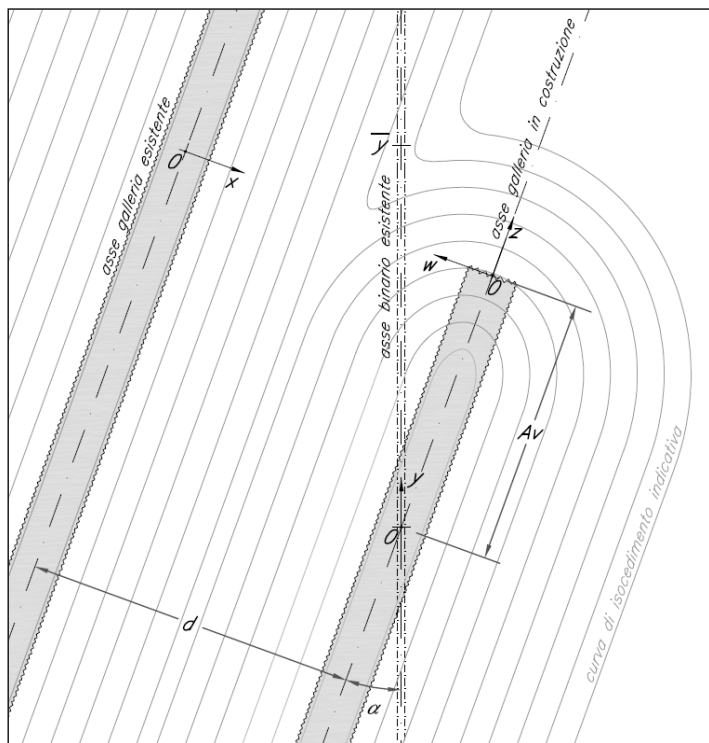


Figura 8-1. Schema di analisi del binario con le gallerie dell'AV nel sottosuolo

8.2.1. Stima del Livello Longitudinale

La definizione del Livello longitudinale riportata nell'Istruzione Tecnica RFI è adatta alla misura del parametro sul campo e difficilmente può essere utilizzata per la stima degli effetti indotti sul binario. Il parametro viene quindi definito nel seguente modo per consentirne la stima:

Livello Longitudinale "L": è la misura, espressa in mm, sul piano verticale longitudinale che contiene il binario, della distanza della tavola di rotolamento rispetto ad una corda, di lunghezza data, che congiunge due altri punti posti alla stessa distanza dal punto di misura; la distanza in pianta fra i due punti, detta base, è di 10 m (si veda lo schema riportato in seguito).

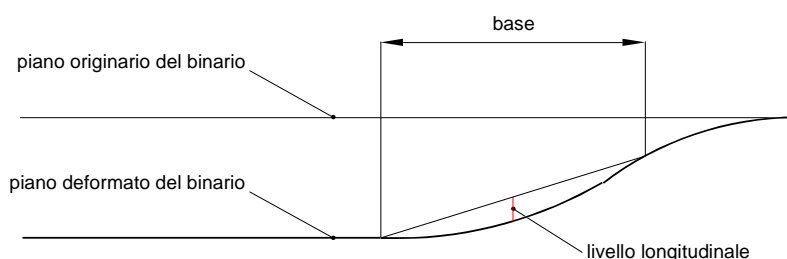


Figura 8-2. Schema per la stima del Livello Longitudinale indotto sul binario dallo scavo delle gallerie

8.2.2. Stima dello Sghembo

La definizione del Livello longitudinale riportata nell'Istruzione Tecnica RFI può essere agevolmente utilizzata per la stima degli effetti indotti sul binario. Il parametro viene quindi definito nel seguente modo:

Sghembo "γ": è l'inclinazione espressa in ‰ relativa di una fila di rotaia rispetto all'altra, calcolata come rapporto tra la differenza di livello trasversale $XL^{(2)}$ fra due sezioni di binario poste ad una distanza data, che è la base di misura dello sghembo, e la base stessa.

In riferimento all'illustrazione seguente, considerando i cedimenti verticali C del piano campagna, la stima dello sghembo si ottiene con la seguente formula. L'unità di misura per C è il mm, mentre la base b va espressa in metri:

$$\gamma = \frac{|(C_1 - C_2) - (C_3 - C_4)|}{b}$$

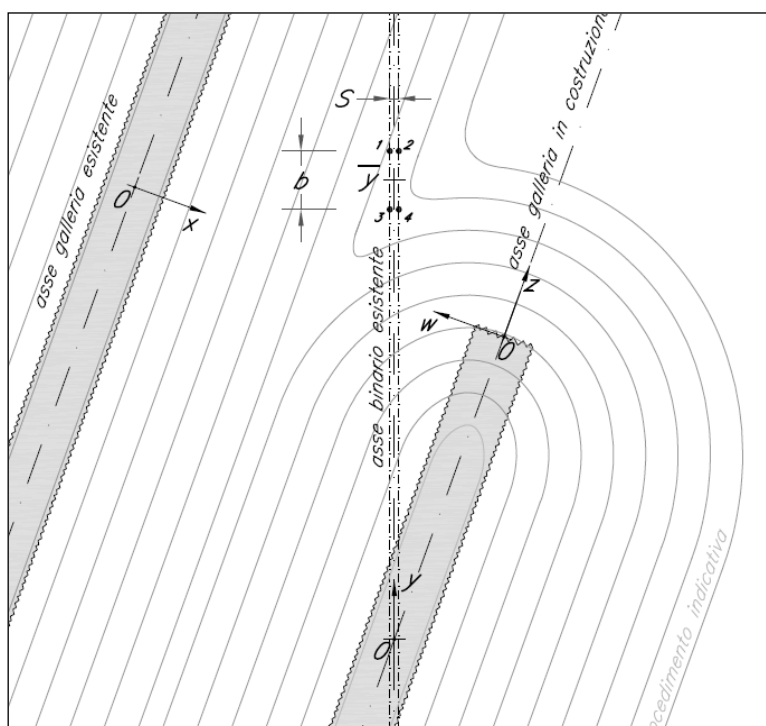


Figura 8-3. Schema per la stima dello Sghembo indotto sulle rotaie dallo scavo delle gallerie

8.2.3. Stima del Difetto di sopraelevazione

La definizione del Livello longitudinale riportata nell'Istruzione Tecnica RFI può essere agevolmente utilizzata per la stima degli effetti indotti sul binario. Il parametro viene quindi definito nel seguente modo:

Difetto di sopraelevazione "ΔH": per un dato punto è la misura, espressa in millimetri, del modulo della differenza di livello trasversale XL e la sopraelevazione di progetto h : $\Delta H = |h - XL|$

² Differenza di livello trasversale "XL": è la differenza di quota di una rotaia rispetto all'altra in una sezione di binario.

8.2.4. Valori dei parametri ammessi per l'interferenza

I valori limite dei parametri considerati sono quelli che comportano vincoli all'esercizio ferroviario, in conformità a quanto riportato nell'Istruzione Tecnica RFI. Le interferenze che si considerano non ammissibili sono quelle per le quali risulta da istituire l'interruzione della circolazione. Sono considerate inammissibili anche le interferenze con valore di difetto di sopraelevazione maggiore di 20. I vincoli prescritti dall'Istruzione Tecnica RFI e l'indicazione sull'ammissibilità dell'interferenza sono riportati nelle tabelle seguenti. Si rimanda alla stessa istruzione tecnica per le ulteriori prescrizioni:

Se $L > 22$	Se $L > 21$	Se $L > 18$	Se $L > 17$	Se $L > 16$	Se $L > 10$
$V_{rai} \leq 40$ km/h	$V_{rai} \leq 60$ km/h	$V_{rai} \leq 80$ km/h	$V_{rai} \leq 120$ km/h	$V_{rai} \leq 160$ km/h	$V_{rai} \leq 200$ km/h
Interferenza ammessa	Interferenza ammessa	Interferenza ammessa	Interferenza ammessa	Interferenza ammessa	Interferenza ammessa

Tabella: Rallentamento da istituire per diversi valori di Livello longitudinale

Se $5.8 \leq \gamma_{3m} \leq 6.5$	Se $\gamma_{3m} > 6.5$
$V_{rai} \leq 200$ km/h	Interruzione della circolazione.
Interferenza ammessa	Interferenza non ammessa

Tabella: Rallentamento ed interruzione da istituire per diversi valori di Sghembo. Caso con $b = 3$ m

Se $4.0 \leq \gamma_{9m} \leq 4.5$	Se $\gamma_{9m} > 4.5$
$V_{rai} \leq 200$ km/h	Interruzione della circolazione
Interferenza ammessa	Interferenza non ammessa

Tabella: Rallentamento ed interruzione da istituire per diversi valori di Sghembo. Caso con $b = 9$ m

Se $\Delta H > 20$
Limitazione della velocità, Interruzione della circolazione od interventi correttivi entro 7 giorni a seconda della sopraelevazione esistente caratteristica della sezione di binario
Interferenza non ammessa

Tabella: Vincolo al valore di Difetto della sopraelevazione

8.2.5. Modalità di analisi dei cedimenti indotti

Le analisi dei cedimenti verticali sono state condotte tenendo conto delle fasi di avanzamento del fronte di scavo, tenendo quindi conto dell'andamento degli spostamenti verticali lungo l'asse longitudinale della galleria. Non è stata analizzata l'influenza degli spostamenti orizzontali, che risultano avere un'influenza minima sui parametri analizzati. L'analisi è svolta per il caso più gravoso ($V_p = 1.5\%$; $k = 0.35$), e ripetuta per la zona dello sbocco delle gallerie naturali, con l'ipotesi meno gravosa ma sempre cautelativa di $V_p = 1.0\%$.

8.3. RISULTATI DELLE ANALISI

Di seguito sono riassunti per le diverse zone gli effetti derivanti dallo scavo delle gallerie sul binario, sulla base dei risultati della stima dei parametri di qualità geometrica del binario indotti dai cedimenti del terreno, nella condizione cautelativa che ipotizza una conduzione dello scavo in modalità non corretta ($V_p = 1.5\%$).

Zona Campo di Marte

I parametri di qualità del binario indotti dagli scavi sono rappresentati in uno studio specifico, per il quale si rimanda all'elaborato NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0200.002, del quale si riportano nel seguito le conclusioni.



Figura 8-4. Intersezione in zona Campo Marte. Progressive di riferimento per l'analisi

In tale studio si sono svolte le analisi di deformazione e valutazione dei parametri di qualità dei binari nonché le valutazioni degli effetti indotti dallo scavo sugli enti ferroviari con particolare riferimento ai portali T.E. ed alla linea di contatto in termini di compatibilità strutturale e geometrica degli elementi in corrispondenza del sottoattraversamento della sede ferroviaria di Campo Marte da parte delle gallerie del nuovo Passante AV.

Nel dettaglio gli esiti delle valutazioni conducono alle seguenti conclusioni:

- I risultati, in termini di qualità geometrica dei binari, mostrano come gli effetti dello scavo non siano tali da comportare vincoli all'esercizio ferroviario; viene tuttavia istituito un regime di rallentamento della velocità al fine di garantire adeguati margini di sicurezza ed agevolare le operazioni di monitoraggio;
- Dal punto di vista della compatibilità strutturale dei portali i risultati mostrano una distorsione che è contenuta all'interno dei limiti di effetto lieve per $V_p = 1.0\%$ ossia si registrano distorsioni sempre inferiori ad $1/300$, per le strutture in oggetto, in ragione della natura delle stesse, si ritiene adeguato il valore assunto quale limite per lo stato limite di servizio;
- Dal punto di vista della compatibilità geometrica della linea T.E. e dei portali con riferimento alla circolazione dei treni ed al rispetto del franco minimo tra p.f. e linea T.E. si evidenzia che il limite operativo della quota del piano di contatto, individuato dalla quota dei Fili di contatto (FC) rispetto al piano ferro

(PF), è previsto in relazione alla sagoma del convoglio ammesso per la linea. Occorre evidenziare che tale quota ha valori normali e valori minimi sotto sospensione, e valori minimi assoluti in ogni punto della catenaria insuperabili che tengono conto delle variazioni verticali provocate dal passaggio del pantografo e delle variazioni di temperatura dei conduttori in relazione alla zona climatica (zona A) ed al carico elettrico dei conduttori stessi (assorbimento dei convogli). Nel caso in analisi la sagoma ammessa è la Gabarit G1 che richiede le seguenti altezze del piano di contatto:

- Altezza normale in corrispondenza delle sospensioni m 5.00;
- Altezza minima, in casi particolari, in corrispondenza della sospensione m 4.65;

Nel caso prima indicato deve essere verificato che, al variare delle condizioni dinamiche, climatiche e di carico elettrico, ogni punto della campata mantenga l'altezza del filo di contatto superiore a m 4.51.

Gli studi condotti evidenziano come le condizioni originarie siano caratterizzate da altezze della LC inferiori al limite di 4.65m, ma mai inferiori al limite di 4.51m.

I risultati ottenuti mostrano come la configurazione modificata dal passaggio delle macchine di scavo non vada a modificare in modo sostanziale tale configurazione.

Da quanto sopra e ricordando l'esito dei risultati si evidenzia, nel caso più sfavorevole un abbassamento della linea di contatto di circa 4.7 cm in corrispondenza del Portale 4° da Sud – Portale ½ - Pk. BP 1+ 535 considerando un Volume perso $V_p = 1.0\%$ - Caso di terreno ghiaioso: $k=0.35$ trascurando il cedimento del p.f.

Zona Stazione Santa Maria Novella

I parametri di qualità del binario indotti dagli scavi non raggiungono valori tali da comportare vincoli all'esercizio ferroviario.

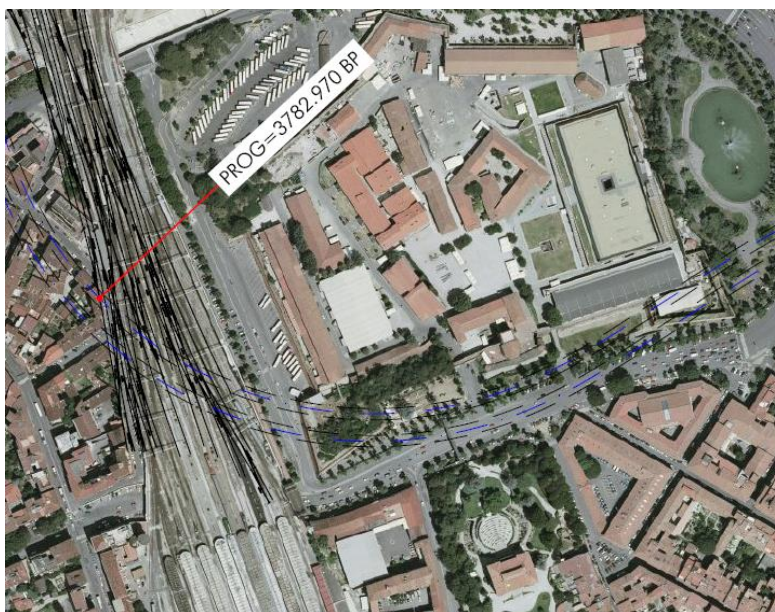


Figura 8-5. Intersezione in zona SMN. Progressive di riferimento per l'analisi

Zona Fascio Binari Belfiore

I binari attuali formano angoli minori di 15° con l'asse delle gallerie a doppio binario di futura costruzione. Con queste angolazioni i parametri di qualità del binario indotti dagli scavi non raggiungono valori tali da comportare vincoli all'esercizio ferroviario. Maggiori inclinazioni comporterebbero la necessità di applicare dei vincoli alla velocità di transito dei treni in superficie.

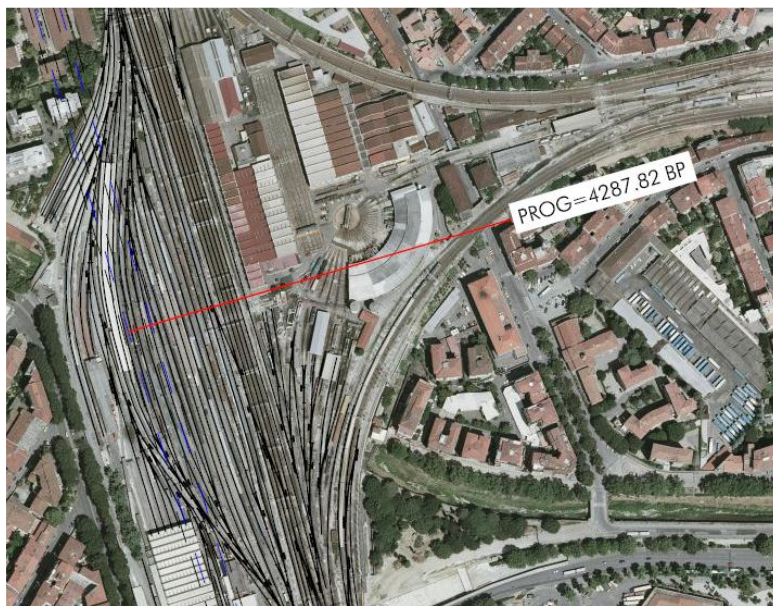


Figura 8-6. Intersezione in zona Fascio Binari Bellifiore. Progressive di riferimento per l'analisi

Zona Rifredi – Via Reginaldo Giuliani

In questa zona i binari attuali formano angoli minori di 25° con l'asse delle gallerie a singolo binario di futura costruzione. Con l'angolazione di 25° i parametri di qualità del binario comportano la necessità di applicare il seguente vincolo all'esercizio ferroviario:

$$V \leq 150 \text{ km/h}$$

Zona Rifredi – Inizio dei consolidamenti in Jet Grouting

In questa zona i binari attuali formano angoli minori di 15° con l'asse delle gallerie a singolo binario di futura costruzione. Con l'angolazione di 15° i parametri di qualità del binario indotti dagli scavi non raggiungono valori tali da comportare vincoli all'esercizio ferroviario.

Zona Rifredi – Sbocco gallerie naturali

L'analisi è svolta trascurando il contributo del consolidamento in Jet-Grouting applicato al terreno.

In questa zona è ammessa l'intersezione fra binario di superficie ed asse delle gallerie a singolo binario di futura costruzione solo con inclinazione nulla. In questo caso i parametri di qualità del binario comportano la necessità di applicare il seguente vincolo all'esercizio ferroviario:

$$V \leq 80 \text{ km/h}$$

Con angolazione maggiore di 1° i parametri di qualità del binario indotti dagli scavi raggiungono valori tali da rendere inammissibile l'interferenza.

L'analisi è stata ripetuta anche per il caso $V_p = 1\%$, meno gravoso ma sempre cautelativo, anche per un terreno non trattato con interventi di consolidamento. Con quest'ipotesi Sono ammissibili intersezioni con angoli fino a 26° , ed in questo caso i parametri di qualità del binario comportano la necessità di applicare il seguente vincolo all'esercizio ferroviario:

$$V \leq 60 \text{ km/h}$$

Con il consolidamento del terreno tramite trattamenti colonnari in Jet-Grouting i cedimenti del terreno si riducono considerevolmente, per cui può essere ammesso comunque il transito dei treni.

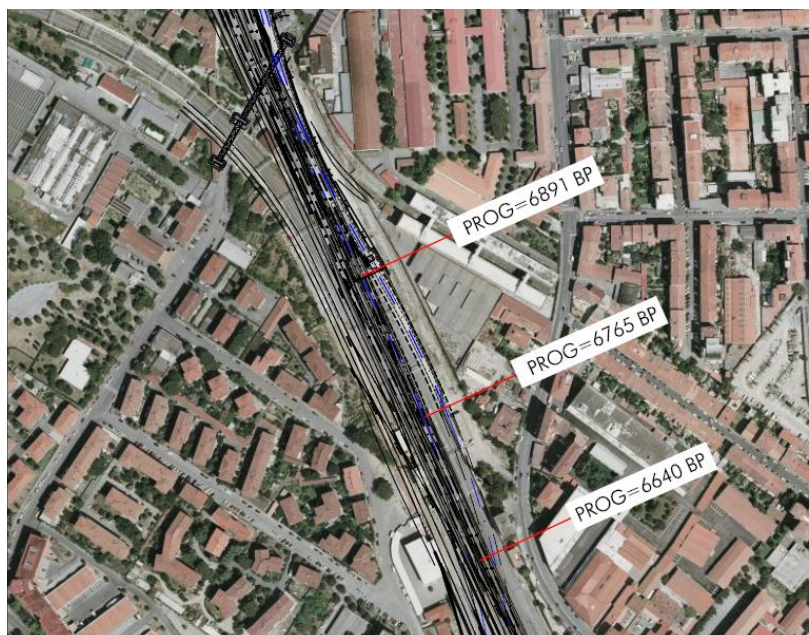


Figura 8-7. *Intersezione in zona Rifredi. Progressive di riferimento per l'analisi (a salire: Via Reginaldo Giuliani- inizio consolidamento in Jet-Grouting- Sbocco fresa)*

8.4. INTERVENTI SUI BINARI

Gli interventi sono rappresentati dalla limitazione della velocità per i treni, e dalla realizzazione di interventi di monitoraggio. E' quindi previsto quanto segue.

- In zona Rifredi:

- Al passaggio della fresa pari, il rallentamento alla velocità di 60 km/h per posizione della fresa pari alla progressiva 5+870 B.P. ed il rallentamento alla velocità di 30 km/h per posizione della fresa pari alla progressiva 6+630 B.P.

- Al passaggio della fresa dispari, il rallentamento alla velocità di 60 km/h per posizione della fresa pari alla progressiva 5+720 B.P. ed il rallentamento alla velocità di 30 km/h per posizione della fresa pari alla progressiva 6+620 B.P.

I rallentamenti andranno istituiti per tutti i binari che ricadono in una fascia a cavallo dell'asse delle gallerie pari a 30m.

Per ogni fresa il rallentamento a 60 km/h avrà una durata massima di 60gg n.c., mentre il rallentamento a 30 km/h avrà una durata massima di 15gg n.c.

- In zona Campo Marte:

- Al passaggio della fresa pari, il rallentamento alla velocità di 30 km/h tra la progressiva 1+460 B.P. e 1+660 B.P.

- Al passaggio della fresa dispari, il rallentamento alla velocità di 30 km/h tra la progressiva 1+560 B.P. e 1+680 B.P.

I rallentamenti andranno istituiti per tutti i binari che ricadono in una fascia a cavallo dell'asse delle gallerie pari a 30m.

Per ogni fresa il rallentamento a 30 km/h avrà una durata massima di 20gg n.c.

In entrambe le zone è prevista la realizzazione del monitoraggio in corso d'opera delle rotaie, ed il controllo periodico del Livello Longitudinale e dello Sghembo. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati specifici (NF1W.00.E.ZZ.RH.GN0300.005; NF1W.00.E.ZZ.P8.GN0300.031-39; NF1W.00.E.ZZ.P9.GN0300.001-012).

Il rallentamento a 30 km/h nelle zone di Campo di Marte e Rifredi è stato valutato in ragione del fatto che, nei tratti in cui è prevista tale riduzione di velocità, lo scavo meccanizzato avanza con discontinuità rispetto alle analisi effettuate con V_p 1,5%, che potrebbe indurre cedimenti superiori a quanto calcolato con tale valore. Tale discontinuità è dovuta al fatto che nel tratto iniziale (Campo di Marte) si avvia lo scavo a ridosso di zone consolidate e l'avanzamento procede anche in curva. La pressione al fronte prevista potrebbe non essere garantita per questi metri iniziali (lento avanzamento della macchina). Analogo discorso per quanto riguarda il tratto "finale" (zona Rifredi) in cui lo scavo si avvicina alla zona consolidata.

8.5. RISULTATI DETTAGLIATI ANALISI

Di seguito si riportano i risultati dettagliati per ogni zona analizzata:

Zona:	Campo Marte	Zona:	Campo Marte
pk. rif. BP	1+548.905	pk. rif. BP	1+616.3
tipologia di analisi	A	tipologia di analisi	A
combinazione gallerie	BP	combinazione gallerie	BD
zo [m]	14.80	zo [m]	16.30
α [°]	12	α [°]	20
d [m]	-	d [m]	-
V_p [%]	1.50	V_p [%]	1.50
k [-]	0.35	k [-]	0.35
ΔH [mm]	13.68	ΔH [mm]	10.90
L_{max} [mm]	9.19	L_{max} [mm]	8.40
$Av_{L_{max}}$ [m]	0.00	$Av_{L_{max}}$ [m]	0.00
γ_{max} [‰]	0.90	γ_{max} [‰]	1.00
$Av_{\gamma_{max}}$ [m]	15.00	$Av_{\gamma_{max}}$ [m]	15.00
$b_{\gamma_{max}}$ [m]	9.00	$b_{\gamma_{max}}$ [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	nessuno	vincoli all'esercizio ferroviario	nessuno
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA	risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Rallentamento cautelativo a 30 km/h		Rallentamento cautelativo a 30 km/h	

Zona:	Campo Marte	Zona:	Santa Maria Novella
pk. rif. BP	1+616.3	pk. rif. BP	3+782.98
tipologia di analisi	A	tipologia di analisi	A
combinazione gallerie	BD+BP	combinazione gallerie	BD
zo [m]	16.30	zo [m]	20.10

α [°]	20	α [°]	-34
d [m]	20.2	d [m]	-
Vp [%]	1.50	Vp [%]	1.50
k [-]	0.35	k [-]	0.35
ΔH [mm]	10.90	ΔH [mm]	6.50
Lmax [mm]	8.40	Lmax [mm]	6.30
AvLmax [m]	0.00	AvLmax [m]	5.00
γ_{max} [‰]	1.00	γ_{max} [‰]	0.80
Av γ_{max} [m]	15.00	Av γ_{max} [m]	20.00
b γ_{max} [m]	9.00	b γ_{max} [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	nessuno	vincoli all'esercizio ferroviario	nessuno
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA	risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Rallentamento cautelativo a 30 km/h		Nessuna nota	

Zona:	Fascio Belfiore	Zona:	Fascio Belfiore
pk. rif. BP	4+287.82	pk. rif. BP	4+287.82
tipologia di analisi	B	tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	Singolo Bin. BD o BP	combinazione gallerie	Doppio Bin. BD o BP
z ₀ [m]	18.80	z ₀ [m]	18.80
α [°]	45	α [°]	45
d [m]	-	d [m]	-
Vp [%]	1.50	Vp [%]	1.50
k [-]	0.35	k [-]	0.35
ΔH [mm]	6.20	ΔH [mm]	13.70
Lmax [mm]	9.50	Lmax [mm]	15.30
AvLmax [m]	10.00	AvLmax [m]	0.00
γ_{max} [‰]	1.00	γ_{max} [‰]	1.00
Av γ_{max} [m]	20.00	Av γ_{max} [m]	0.00
b γ_{max} [m]	9.00	b γ_{max} [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	nessuno	vincoli all'esercizio ferroviario	V ≤ 200 km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA	risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nessuna nota		Nota: All'aumentare di α il Livello longitudinale aumenta ulteriormente, portando ad un vincolo sulla velocità ulteriormente diminuito	

Zona:	Fascio Belfiore	Zona:	Fascio Belfiore
pk. rif. BP	4+287.82	pk. rif. BP	4+287.82
tipologia di analisi	B	tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	Doppio Bin. BD+BP	combinazione gallerie	Doppio Bin. BD o BP
z ₀ [m]	18.80	z ₀ [m]	18.80
α [°]	45	α [°]	15
d [m]	20.2	d [m]	-
V _p [%]	1.50	V _p [%]	1.50
k [-]	0.35	k [-]	0.35
ΔH [mm]	13.70	ΔH [mm]	17.00
L _{max} [mm]	18.10	L _{max} [mm]	10.20
Av _{Lmax} [m]	8.00	Av _{Lmax} [m]	0.00
γ _{max} [‰]	2.00	γ _{max} [‰]	0.80
Av _{γmax} [m]	0.00	Av _{γmax} [m]	0.00
b _{γmax} [m]	9.00	b _{γmax} [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	V ≤ 80 km/h	vincoli all'esercizio ferroviario	NESSUNO
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA	risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nota: All'aumentare di α il Livello longitudinale aumenta ulteriormente, portando ad un vincolo sulla velocità ulteriormente diminuito		Nessuna nota	

Zona:	Rifredi - zona Via Reginaldo Giuliani	Zona:	Rifredi - zona Via Reginaldo Giuliani
pk. rif. BP	6+640	pk. rif. BP	6+640
tipologia di analisi	B	tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD o BP	combinazione gallerie	BD + BP
z ₀ [m]	14.78	z ₀ [m]	14.78
α [°]	25	α [°]	25
d [m]	-	d [m]	19.9
V _p [%]	1.50	V _p [%]	1.50
k [-]	0.35	k [-]	0.35
ΔH [mm]	12.80	ΔH [mm]	12.80
L _{max} [mm]	12.10	L _{max} [mm]	12.10
Av _{Lmax} [m]	0.00	Av _{Lmax} [m]	0.00
γ _{max} [‰]	1.60	γ _{max} [‰]	1.60

$Av_{\gamma_{max}}$ [m]	20.00
$b_{\gamma_{max}}$ [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	$V \leq 200$ km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nota: All'aumentare di α il Livello longitudinale aumenta ulteriormente, portando ad un vincolo sulla velocità ulteriormente diminuito	

$Av_{\gamma_{max}}$ [m]	0.00
$b_{\gamma_{max}}$ [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	$V \leq 200$ km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nota: All'aumentare di α il Livello longitudinale aumenta ulteriormente, portando ad un vincolo sulla velocità ulteriormente diminuito	

Zona:	Rifredi - inizio consolidamento
pk. rif. BP	6+765
tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD o BP
z_0 [m]	12.77
α [°]	15
d [m]	0
V_p [%]	1.50
k [-]	0.35
ΔH [mm]	18.10
L_{max} [mm]	14.70
$Av_{L_{max}}$ [m]	0.00
γ_{max} [‰]	1.70
$Av_{\gamma_{max}}$ [m]	20.00
$b_{\gamma_{max}}$ [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	$V \leq 200$ km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nota: All'aumentare di α il Livello longitudinale aumenta ulteriormente, portando ad un vincolo sulla velocità ulteriormente diminuito	

Zona:	Rifredi - inizio consolidamento
pk. rif. BP	6+765
tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD o BP
z_0 [m]	12.77
α [°]	33
d [m]	0
V_p [%]	1.50
k [-]	0.35
ΔH [mm]	15.90
L_{max} [mm]	21.90
$Av_{L_{max}}$ [m]	4.00
γ_{max} [‰]	1.60
$Av_{\gamma_{max}}$ [m]	4.00
$b_{\gamma_{max}}$ [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	$V \leq 60$ km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nota: All'aumentare di α il Livello longitudinale aumenta ulteriormente, portando ad un vincolo sulla velocità ulteriormente diminuito	

Zona:	Rifredi - inizio consolidamento
pk. rif. BP	6+765
tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD + BP
z_0 [m]	12.77
α [°]	33

Zona:	Rifredi - inizio consolidamento
pk. rif. BP	6+765
tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD o BP
z_0 [m]	12.77
α [°]	0

d [m]	18.95	d [m]	0
V _p [%]	1.50	V _p [%]	1.50
k [-]	0.35	k [-]	0.35
ΔH [mm]	15.90	ΔH [mm]	0.00
L _{max} [mm]	21.90	L _{max} [mm]	11.60
A _{V_{Lmax}} [m]	4.00	A _{V_{Lmax}} [m]	0.00
γ _{max} [‰]	2.70	γ _{max} [‰]	0.00
A _{V_{γmax}} [m]	4.00	A _{V_{γmax}} [m]	0.00
b _{γmax} [m]	9.00	b _{γmax} [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	V ≤ 60 km/h	vincoli all'esercizio ferroviario	V ≤ 200 km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA	risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nota: All'aumentare di α il Livello longitudinale aumenta ulteriormente, portando ad un vincolo sulla velocità ulteriormente diminuito		Nessuna nota	

Di seguito si riportano i risultati ottenuti nella zona di sbocco delle frese a Rifredi. L'analisi è svolta trascurando l'importante contributo stabilizzante del consolidamento in Jet-Grouting applicato al terreno in tale zona:

Zona:	Rifredi - sbocco gallerie
pk. rif. BP	6+891.2
tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD o BP
z ₀ [m]	10.40
α [°]	0
d [m]	0
V _p [%]	1.50
k [-]	0.35
ΔH [mm]	0.00
L _{max} [mm]	19.60
Av _{Lmax} [m]	0.00
γ _{max} [‰]	0.00
Av _{γmax} [m]	0.00
b _{γmax} [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	V ≤ 80 km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nessuna nota	

Zona:	Rifredi - sbocco gallerie
pk. rif. BP	6+891.2
tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD o BP
z ₀ [m]	10.40
α [°]	1
d [m]	0
V _p [%]	1.50
k [-]	0.35
ΔH [mm]	19.70
L _{max} [mm]	19.70
Av _{Lmax} [m]	0.00
γ _{max} [‰]	0.20
Av _{γmax} [m]	0.00
b _{γmax} [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	V ≤ 80 km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nota: All'aumentare di α il Difetto di sopraelevazione aumenta ulteriormente, rende inammissibile l'interferenza	

Zona:	Rifredi - sbocco gallerie
pk. rif. BP	6+891.2
tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD + BP
z ₀ [m]	10.4
α [°]	1
d [m]	11.96
V _p [%]	1.5
k [-]	0.35
ΔH [mm]	19.9
L _{max} [mm]	19.7
Av _{Lmax} [m]	0
γ _{max} [‰]	0.2

Zona:	Rifredi - sbocco gallerie
pk. rif. BP	6+891.2
tipologia di analisi	B
combinazione gallerie	BD + BP
z ₀ [m]	10.40
α [°]	26
d [m]	11.96
V _p [%]	1.00
k [-]	0.35
ΔH [mm]	17.00
L _{max} [mm]	21.50
Av _{Lmax} [m]	3.00
γ _{max} [‰]	2.90

$A_{\gamma_{max}}$ [m]	0	$A_{\gamma_{max}}$ [m]	15.00
$b_{\gamma_{max}}$ [m]	9	$b_{\gamma_{max}}$ [m]	9.00
vincoli all'esercizio ferroviario	$V \leq 80$ km/h	vincoli all'esercizio ferroviario	$V \leq 60$ km/h
risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA	risultato analisi	INTERFERENZA AMMESSA
Nota: All'aumentare di α il Difetto di sopraelevazione aumenta ulteriormente, rende inammissibile l'interferenza		All'aumentare di α il Livello longitudinale aumenta ulteriormente, portando ad un vincolo sulla velocità ulteriormente diminuito	

9. ANALISI DELLE PROBLEMATICHE D'INTERFERENZA INDOTTE SUL "PONTE AL PINO"

A circa 100m dall'imbocco di Campo di Marte la fresa del binario pari sottopasserà il lato esterno della spalla nord del ponte stradale sulla ferrovia noto come Ponte al Pino. L'area interessata da tale problematica di interferenza si individua alla confluenza tra Via Pacinotti e Via del Pratellino.

Il ponte è costituito da una travata ad arco ribassato in acciaio di 28 m di luce circa vincolata a cerniera sulle spalle in muratura la cui costruzione risale all'inizio del secolo.

La spalla sul lato Est, oggetto di analisi nei seguenti paragrafi, ha un'altezza massima di circa 9.2 m, ed è costituita da blocchi di calcare, marna e arenaria e laterizio con abbondante malta.

La struttura è di tipo iperstatico e risulta particolarmente sensibile agli spostamenti orizzontali dei vincoli a cerniera.

Nel prossimo paragrafo si illustrano i risultati dello studio dei possibili spostamenti indotti dallo scavo delle gallerie che hanno condotto alla scelta dell'intervento di sottofondazione.

Nel successivo paragrafo si illustrano sinteticamente i risultati di due analisi di dettaglio effettuate sulla spalla oggetto di consolidamento e sul Ponte nel suo complesso, rispettivamente rappresentate negli elaborati NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0210.002 e NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0210.003.

Il lavoro è basato essenzialmente su:

- Indagini ed analisi geognostiche e strutturali,
- Sezioni in scala 1:200 del tracciato in prossimità della struttura in esame.

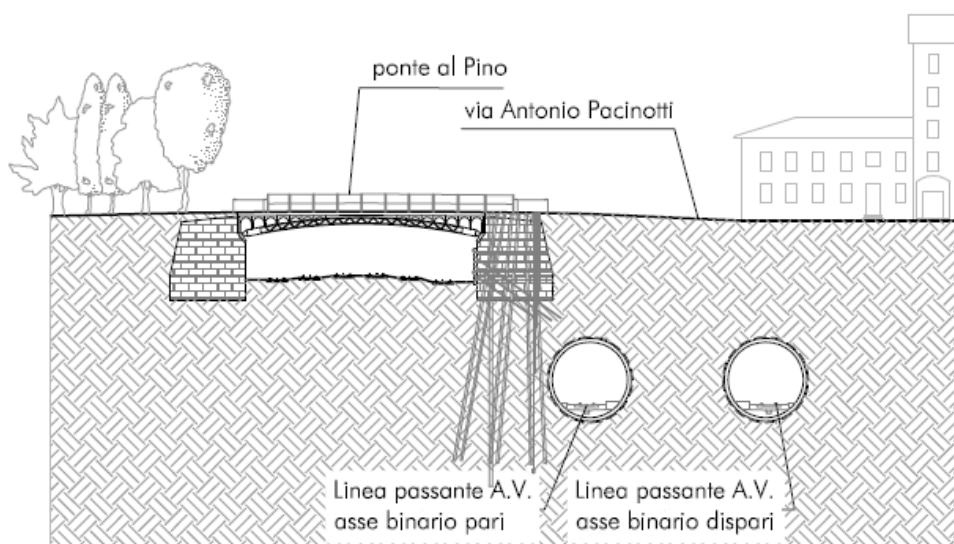


Figura 9-1. Il Ponte al Pino con le gallerie dell'AV

9.1. VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DAL PONTE AL PINO ATTRAVERSO IL METODO SEMI-EMPIRICO

9.1.1. Modalità di analisi dei cedimenti indotti

Le analisi dei cedimenti verticali ed orizzontali sono state condotte tenendo conto dell'andamento degli spostamenti del terreno lungo l'asse trasversale della galleria.

9.1.2. Tipologia di analisi della struttura

Sono stati definiti i possibili spostamenti agli estremi dell'intradosso della fondazione della spalla lato gallerie, dopodiché sono state calcolate le rispettive rotazioni supponendo la struttura rigida.

9.1.3. Valutazione del danno subito dalla struttura

Sono stati utilizzati i seguenti parametri di input per l'analisi:

- differenza di quota appoggio spalla-asse gallerie: $z_0 = 8.75$ m
- interasse gallerie: $d = 20.14$ m
- larghezza base della spalla $L = 7.62$ m
- distanza tra l'asse della galleria B.P. e l'estremo dx della base della spalla: $y_{DX} = 3.97$ m
- distanza tra l'asse della galleria B.P. e l'estremo sx della base della spalla: $y_{SN} = 11.98$ m

Gli spostamenti calcolati in fondazione sono riassunti nelle tabella seguenti per i vari casi analizzati:

Volume perso [%]	0.40		1.00		1.50	
	0.35	0.50	0.35	0.50	0.35	0.50
k [-]	0.35	0.50	0.35	0.50	0.35	0.50
Abbassamento fondazione lato sede ferroviaria esistente [cm]	0.0	0.1	0.0	0.1	0.0	0.2
Abbassamento fondazione lato gallerie [cm]	1.5	1.7	3.9	4.2	5.8	6.2
rotazione rigida fondazione [rad]	0.0020	0.0021	0.0051	0.0053	0.0076	0.0079
rotazione rigida fondazione [°]	0.1158	0.1208	0.2896	0.3021	0.4344	0.4531

Tabella 9-1. Spostamenti verticali del terreno sugli estremi della fondazione e rotazioni della stessa

Volume perso [%]	0.40		1.00		1.50	
	0.35	0.50	0.35	0.50	0.35	0.50
Spostamento fondazione lato sede ferroviaria esistente [cm]	0.0	0.1	0.0	0.2	0.0	0.3
Spostamento fondazione lato gallerie [cm]	0.7	0.8	1.8	1.9	2.6	2.9

Tabella 9-2. Spostamenti orizzontali del terreno sugli estremi della fondazione

In base ai risultati ottenuti si è giunti alle seguenti conclusioni:

- la posizione della spalla lato gallerie è tale da trovarsi in una zona di "hogging" (convessità);
- le entità dei cedimenti e delle rotazioni indotte e la posizione del ponte, collocato in prossimità dell'imbocco lato Campo di Marte (vedi osservazioni fatte per gli edifici 165 e 166 al capitolo 5.2.1), implicano la necessità di intervenire al fine di contenere gli effetti dello scavo;
- vista la rigidità della struttura costituente la spalla e considerata la sensibilità della struttura iperstatica del ponte agli spostamenti, la tipologia di intervento che maggiormente si presta al contenimento degli spostamenti è un intervento di sottofondazione con micropali da eseguirsi sub-verticalmente in corrispondenza della spalla in oggetto. L'intervento di compensation grouting risulterebbe poco efficace viste le condizioni di copertura e la posizione delle gallerie rispetto alla spalla.

9.1.4. Intervento di sottofondazione per la protezione della struttura

L'intervento consiste nella realizzazione di micropali sub-verticali passanti la spalla e armati con tubi in acciaio. La soluzione prevista è di tipo "passivo" ossia i micropali tendono a caricarsi e quindi entrare in funzione gradualmente e unicamente a seguito di spostamenti indotti dalle operazioni di scavo sul terreno circostante. Gli interventi di salvaguardia possono essere riassunti come di seguito:

- realizzazione di una fondazione profonda per la Spalla del Ponte, mediante l'esecuzione di nr. 64 micropali;
- esecuzione di iniezioni di consolidamento e ricomprensione del terreno di fondazione della Spalla;
- intervento di cucitura della Spalla.

Alla data della presente revisione, tali interventi sono già stati effettuati.

Accanto a questi interventi è prevista l'esecuzione di un pozzo per l'esecuzione di iniezioni di mitigazione con lo scopo di limitare i cedimenti indotti per le predite di volume generate dallo scavo della galleria. Tale intervento, pur non specifico per la struttura oggetto del presente documento, tuttavia risulta essere esteso anche nella zona a tergo della Spalla del ponte, con effetti certamente stabilizzanti per la struttura.

9.2. VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DAL PONTE AL PINO ATTRAVERSO ANALISI NUMERICHE

Si riporta una sintesi dei risultati delle analisi svolte sul Ponte al Pino in termini di dimensionamento dell'intervento di sottofondazione, capacità portante, verifiche deformazioni Spalla, verifiche piastra di cucitura in c.a., verifiche sull'impalcato. Per tali analisi si rimanda alle relazioni NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0210.002.A e NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0210.003.A.

9.2.1. Dimensionamento intervento di sottofondazione

L'intervento è stato dimensionato per sopportare i carichi propri della spalla che progressivamente vengono trasferiti alla palificata.

Le analisi di seguito riportate hanno pertanto consentito di verificare la struttura in progetto, attribuendo, a partire dalle azioni appena calcolate alla palificata tutti i carichi verticali e tutti i carichi orizzontali, compatibilmente con le capacità di resistenza dei micropali.

I risultati ottenuti sono riepilogati nel seguente prospetto:

Combinazione di carico	Deformazioni palificata (Valori riferiti a baricentro palificata)					
	Spost. Vert. [m]	Spost. y [m]	Spost. z [m]	Rot. θ_x [°]	Rot. θ_y [°]	Rot. θ_z [°]
Spinta a riposo	7.20E-04	-1.14E-04	1.18E-03	1.63E-03	3.16E-02	1.36E-02
Spinta attiva	8.39E-04	-1.50E-04	2.09E-03	2.53E-03	3.76E-02	1.61E-02

Tabella 9-3. Ponte al Pino – Spostamenti e rotazioni palificata

I risultati ottenuti in termini di verifica strutturale dei micropali permettono di concludere che le sollecitazioni risultanti sono tali da rimanere appena al di sotto del limite massimo ammissibile per le caratteristiche dei materiali impiegati.

9.2.2. Capacità portante

Il calcolo della capacità portante del palo è stato analizzato alla luce degli esiti del campo prove effettuato su un palo di sacrificio appositamente predisposto.

La portata massima ottenuta deve essere confrontata con la massima azione verticale agente sui micropali ricavata dalle analisi dei carichi incrementata del potenziale valore dovuto all'attrito negativo. La verifica risulta soddisfatta essendo $Q_{amm} > N_{max}$

9.2.3. Verifiche deformazioni Spalla

Con riferimento agli esiti delle analisi numeriche eseguite per il dimensionamento delle sottofondazioni della spalla, oltre a verificare gli spetti strutturali dei micropali sono state stimate le deformazioni della spalla del ponte indotte dal trasferimento dei carichi dal terreno (attuale configurazione) ai micropali per effetto del detensionamento del terreno stesso causato dal passaggio della TBM.

Come riassunto precedentemente i risultati dell'analisi 3D fornisce i seguenti valori sia in termini di spostamenti che in termini di rotazioni:

Combinazione di carico	Deformazioni palificata (Valori riferiti a baricentro palificata)					
	Spost. Vert. [m]	Spost. y [m]	Spost. z [m]	Rot. θ_x [°]	Rot. θ_y [°]	Rot. θ_z [°]
Spinta a riposo	7.20E-04	-1.14E-04	1.18E-03	1.63E-03	3.16E-02	1.36E-02

Tabella 9-4. Spostamenti e rotazioni spalla da analisi Group

Traducendo codesti valori in termini di spostamento sul piano appoggi cerniere travata si ottengono i seguenti risultati:

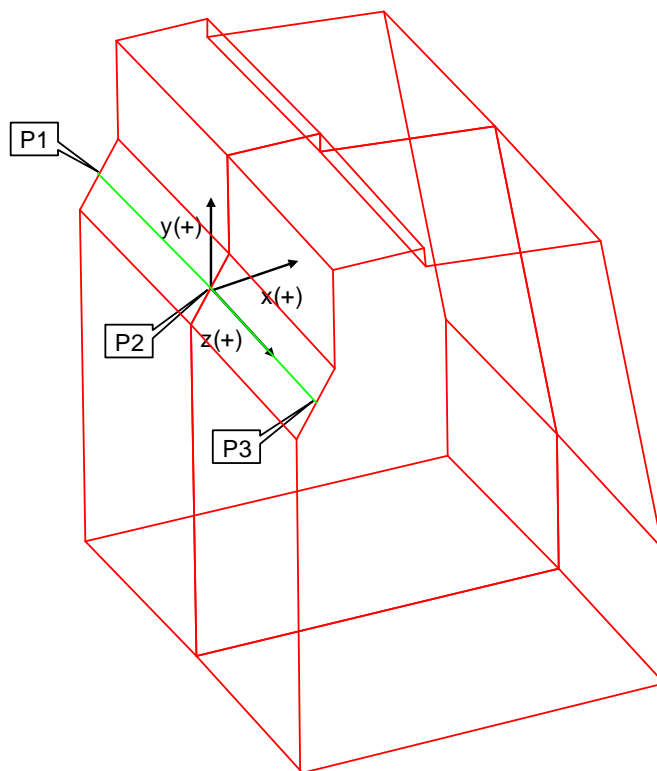


Figura 9-2. Schema spalla e punti di controllo spostamento

Riferimento	Spostam. x [mm]	Spostam. y [mm]	Spostam. z [mm]
P1	5.4	1.5	-0.5
P2	5.1	1.5	-0.5
P3	4.9	1.6	-0.6

Tabella 9-5. Spostamenti nei punti di controllo a quota appoggi

Dalla tabella poc’anzi riportata emerge come le deformazioni attese siano piuttosto contenute e si mantengono mediamente nell’intorno del valore di 5.0 mm indicato come prima soglia di attenzione.

9.2.4. Verifiche cucitura in c.a.

Per la verifica della piastra di cucitura si sono considerate le due direzioni principali della piastra stessa.

Per ciascuna direzione, si è assunto il modello di calcolo di trave su appoggi soggetta a carico distribuito, dove gli appoggi sono costituiti dalle barre Dywidag di diametro $\phi=36\text{mm}$ costituenti la cucitura stessa.

In campata le dimensioni della trave di calcolo sono $b \times h = 100 \times 30 \text{ cm}$.

In prossimità degli appoggi centrali e laterali, la sezione in c.a. risulta di altezza ridotta rispetto alla larghezza standard, a causa delle tasche per la posa delle barre Dywidag. In corrispondenza dell’appoggio si ha: $b \times h = 100 \times 22.5 \text{ cm}$.

Viene effettuata la verifica a punzonamento della piastra in c.a. in prossimità della carpenteria metallica di ripartizione agli appoggi delle travi nello schema di calcolo.

9.2.5. Verifiche impalcato

La condizione geometrica attualizzata è stata oggetto di apposita definizione attraverso un rilievo di tipo laserscan e la successiva ricostruzione della geometria del ponte attraverso l'utilizzo di un sistema CAD con restituzione di elementi solidi in campo tridimensionale.

La struttura nel suo complesso è costituita da 9 archi in acciaio, ribassati di 1/15. I due frontali sono a sezione reticolare, mentre i sette intermedi sono a parete piena. Si modellano anche i traversi, i controventi orizzontali ed i montanti e traversi superiori che fungono da elemento di connessione fra gli archi e la massicciata.

Una campagna di indagine sui materiali ha previsto la rimozione di un fazzoletto della struttura, sul quale sono state condotte tre prove di resistenza del materiale metallico.

Si considerano i seguenti carichi: Peso proprio struttura metallica, carico permanente massicciata, carico permanente del marciapiede, carico accidentale da traffico veicolare leggero, carico accidentale da traffico veicolare pesante, carico folla.

I risultati ottenuti confermano che la struttura in esame, in ragione dello schema statico di arco a due cerniere che la caratterizza, è molto sensibile agli spostamenti orizzontali, per cui è di fondamentale importanza il monitoraggio dei medesimi in modo da poter regolare l'intensità del traffico veicolare sul ponte in funzione degli spostamenti rilevati.

I risultati ottenuti, in estrema sintesi, confermano quanto contenuto nello studio globale del ponte, con l'eccezione della limitazione del traffico per gli automezzi da 31 ton, che per il caso in esame portano le tensioni agenti oltre i limiti conservativamente assunti.

10.ANALISI DEGLI EFFETTI INDOTTI DALLO SCAVO DELLE GALLERIE SULLA FORTEZZA DA BASSO (COMPLESSO MONUMENTALE)

Il tracciato della linea A.V. in oggetto interferisce, tra la progressiva km 3+200 e la progressiva km 3+590, con il complesso storico della Fortezza da Basso.

Il complesso della Fortezza da Basso, costituito dalla cinta muraria e da una serie di edifici interni, viene interessato solo parzialmente dal tracciato della linea A.V., in particolare le strutture interferite sono:

- cinta muraria:
- Bastione Rastriglia,
- tratto di mura compreso tra il suddetto bastione e il Mastio,
- Mastio,
- tratto di mura compreso tra il Mastio e il Bastione Cavaniglia,
- Bastione Cavaniglia,
- edifici interni:
- Locali cannoniera,
- Padiglione Cavaniglia.

La cinta muraria è stata realizzata tra l'anno 1534 e l'anno 1535 e da documentazioni storiche si può ipotizzare che il piano di fondazione originario delle mura si collochi ad una quota pari a circa 40-41 m s.l.m.. La campagna di indagine geognostica e strutturale 1997-1998 conferma sostanzialmente tale quota.

I locali cannoniera sono interrati e posizionati in corrispondenza del terrapieno del bastione Rastriglia.

Il padiglione Cavaniglia è una costruzione provvisoria ed è costituita nel seguente modo: la struttura portante della copertura è composta da un sistema gerarchico di travi in legno lamellare e acciaio su pilastri in acciaio; la struttura di sostegno è costituita da un lato da telai in acciaio ("stecca") dall'altro da una serie di undici pilastri in acciaio con vincolo a terra tipo cerniera. I vincoli strutturali di collegamento tra la copertura e la struttura di sostegno detta "stecca" sono a cerniera.

Le due gallerie scavate con sistema meccanizzato interferiscono con la Fortezza da Basso, collocandosi al di sotto dei bastioni Cavaniglia e Rastriglia. L'attraversamento dei terreni sui quali poggiano i bastioni si realizza in un tratto della linea in cui la galleria è posizionata a profondità elevata. La Fortezza da Basso si colloca infatti nel tratto di galleria compreso fra il pozzo di raccolta e smaltimento liquidi in galleria e la nuova Stazione Ferroviaria AV. Il pozzo di raccolta collega verticalmente il punto più depresso delle opere sotterranee con il giardino della Fortezza da Basso.

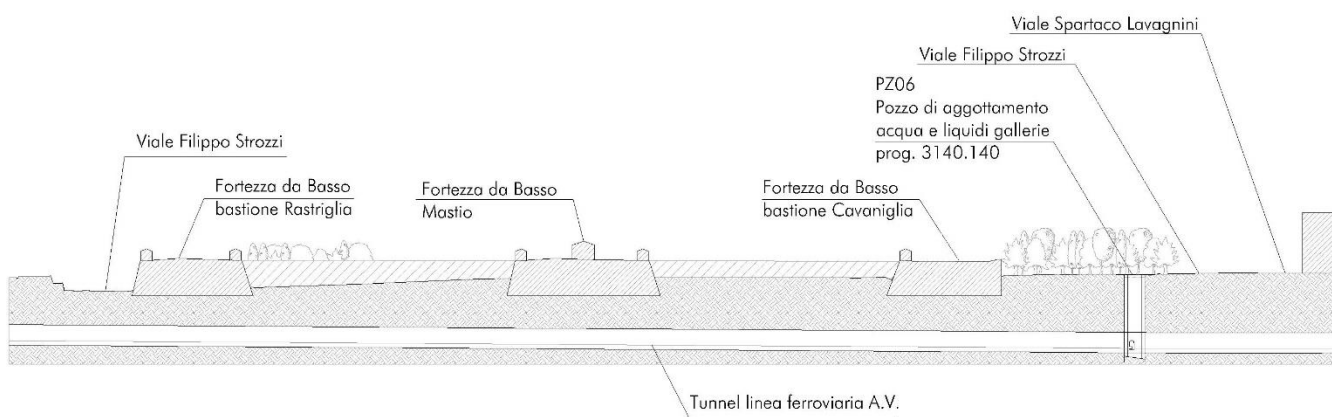
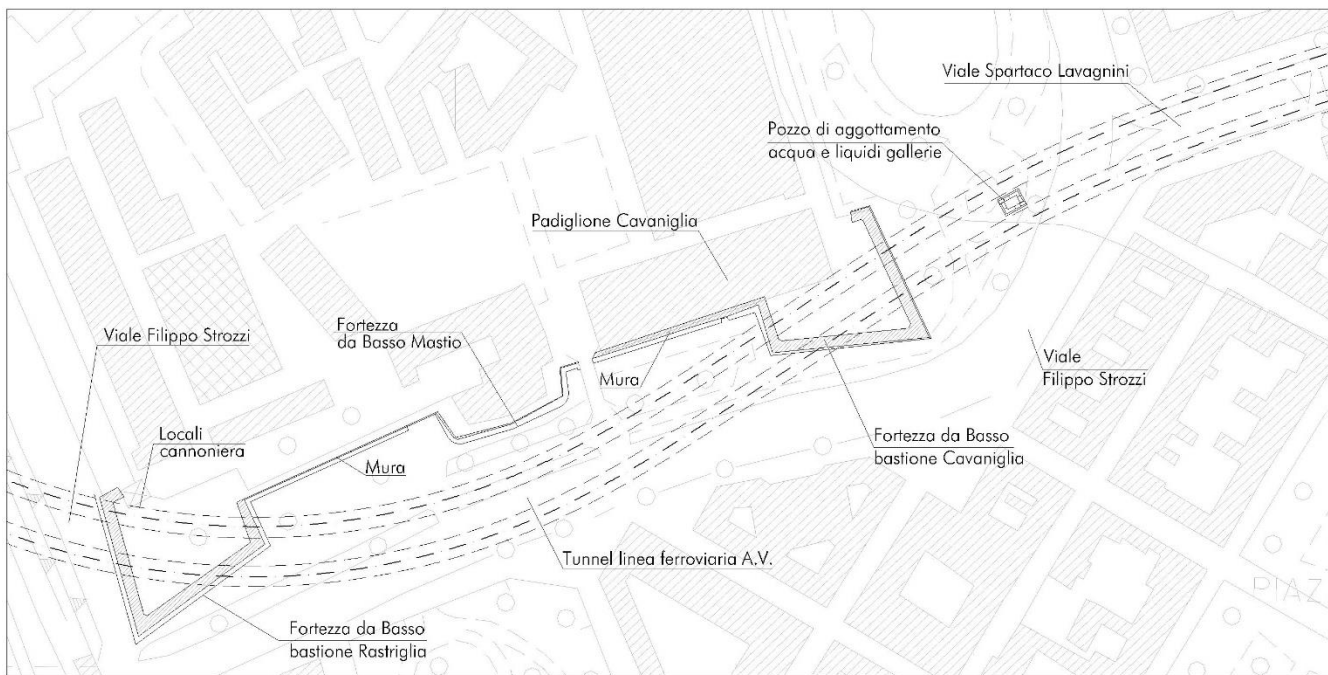


Figura 10-1. Le gallerie dell'AV sotto ai bastioni della Fortezza da Basso

10.1. VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DAL PADIGLIONE CAVANIGLIA

10.1.1. Modalità di analisi dei cedimenti indotti

Le analisi dei cedimenti verticali ed orizzontali sono state condotte tenendo conto dell'andamento degli spostamenti del terreno lungo l'asse trasversale della galleria. L'analisi è condotta trascurando il contributo di sostegno del terreno fornito dalla cinta muraria della Fortezza.

10.1.2. Tipologia di analisi della struttura

Accertato che la parte di struttura fuori terra è staticamente isostatica, la valutazione del danneggiamento subito viene condotta svolgendo anche la stima degli spostamenti massimi indotti in corrispondenza del punto del padiglione più prossimo alle gallerie, tenendo conto dell'influenza di entrambe le gallerie

10.1.3. Valutazione degli spostamenti differenziali in corrispondenza degli estremi dalla struttura

Sono stati utilizzati i seguenti parametri di input per l'analisi:

differenza di quota p.c.-asse gallerie: $z_0 = 46.90 - 20.15 = 26.75 \text{ m}$

interasse gallerie: $d = 19.30 \text{ m}$

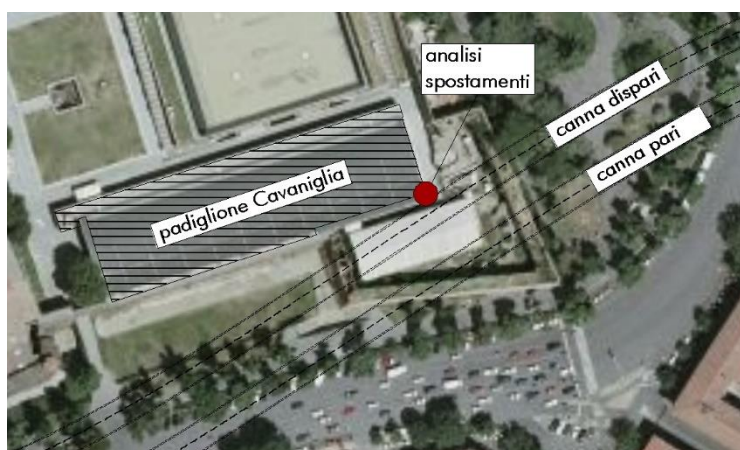


Figura 10-2. Analisi del Padiglione Cavaniglia

Gli spostamenti imposti alla struttura nel punto più vicino alla galleria sono riassunti nella tabella seguente per i vari casi analizzati:

Vp [%]	k [-]	Spostamenti	
		Verticali (mm)	Orizzontali (mm)
1.5	0.35	35	10
1.5	0.5	32	11

Tabella 10-1. Analisi del Padiglione Cavaniglia

10.1.4. Analisi della trave equivalente e della struttura intelaiata

In analogia agli altri edifici che si sviluppano lungo il tracciato, viene svolta l'analisi a trave equivalente della struttura, considerando sia la parte fuori terra che i locali interrati. Di seguito si riportano i dati di input delle analisi.

N° ed	pk. BP PE	Annotazioni	differenza di quota asse galleria - intradosso edificio [m s.l.m.]	interasse canne [m]	lunghezza (trave equivalente) [m]	altezza (trave equivalente) [m]	posizione estremo sinistro rispetto all'asse della canna B.P. [m]	posizione estremo destro rispetto all'asse della canna B.P. [m]	tipo di struttura m o c
170 a	3+260	Analisi dei locali interrati in muratura e c.a. per antico camminamento. Ipotesi cemento armato.	20,43	19,3	31,83	5,90	34,24	66,07	c
170 b	3+260	Analisi dei locali interrati in muratura e c.a. per antico camminamento. Ipotesi muratura.	20,43	19,3	31,83	5,90	34,24	66,07	m
170 c	3+260	Analisi intera struttura in zona locali interrati in c.a. Ipotesi cemento armato.	20,43	19,3	31,83	14,97	34,24	66,07	c
170 d	3+260	Analisi dei locali interrati in c.a. zona di maggior approfondimento	19,23	19,3	2,38	7,10	38,52	40,9	c
170 e	3+220	Analisi intera struttura nella porzione senza locali interrati.	25,46	19,3	29,65	10,22	25,77	55,42	c

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi a trave equivalente

N° ed	pk. BP PE	categoria per $V_p=0,4\%$	categoria per $V_p=1,0\%$	categoria per $V_p=1,5\%$
170 a	3+260	0	1	2
170 b	3+260	0	1	2
170 c	3+260	0	1	2
170 d	3+260	0	1	2
170 e	3+220	0	1	2

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi a struttura intelaiata

N° ed	pk. BP PE	categoria per $V_p=0,4\%$	categoria per $V_p=1,0\%$	categoria per $V_p=1,5\%$
-------	-----------	---------------------------	---------------------------	---------------------------

170	3+260	< 1/1000	< 1/500	< 1/500
-----	-------	----------	---------	---------

10.2. VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DAI LOCALI CANNONIERA

10.2.1. Modalità di analisi dei cedimenti indotti

Le analisi dei cedimenti verticali ed orizzontali sono state condotte tenendo conto dell'andamento degli spostamenti del terreno lungo l'asse trasversale della galleria. L'analisi è condotta trascurando il contributo di sostegno del terreno fornito dalla cinta muraria della Fortezza.

10.2.2. Schematizzazione dei locali ai fini dell'analisi

I locali interrati Cannoniera vengono schematizzati come semplici travi elastiche e prive di peso aventi altezza H e lunghezza L pari a quelle della sezione della struttura interrata (Burland, 1997).

La dimensione L (lunghezza) viene ottenuta lungo un sezione trasversale rispetto all'asse della galleria, individuando i punti d'intersezione con il perimetro della struttura. Vengono analizzati come edifici in muratura.

10.2.3. Deformazioni indotte sulla struttura interrata e definizione delle categorie di danno

Per la stima delle deformazioni indotte sulla struttura e per la definizione delle categorie di danno, sono state applicati gli stessi concetti utilizzati nell'analisi degli edifici interferiti (cap.6).

10.2.4. Stima della categoria del danno subito dalla struttura interrata dei locali Cannoniera

I parametri di input dell'analisi ricalcano i dati di base per quanto riguarda la canna del binario dispari. L'interasse fra le gallerie è pari a 21.61 m.

		Locali cannoniera sez. 1	Locali cannoniera sez. 2
Galleria Binario Pari	Progressiva rispetto al B.P. [pk.]	3+554.00	3+573.00
	Differenza di quota p.fondazioni-asse gallerie [m]	25.50	25.90
	Lunghezza edificio [m]	16.80	25.00
	Altezza edificio [m]	8.00	9.00
	Posizione punto più vicino [m]	25.61	15.21
	Posizione punto più lontano [m]	42.41	40.21
Galleria Binario Dispari	Differenza di quota p.fondazioni-asse gallerie [m]	25.50	25.90
	Lunghezza edificio [m]	16.80	25.00
	Altezza edificio [m]	8.00	9.00
	Posizione punto più vicino [m]	4.00	-6.40
	Posizione punto più lontano [m]	20.80	18.60
	interasse fra le gallerie [m]	21.61	

Tabella 10-2. Dati di input dell'analisi

La categoria di danno massima raggiunta risulta essere la seconda, che si ottiene considerando $V_p = 1.0\%$ e $V_p = 1.5\%$.

Il dettaglio dei risultati dell'analisi del danno subito dai Locali Cannoniera della Fortezza da Basso, in seguito allo scavo delle gallerie dell'AV, sono riportati di seguito

Deformazioni orizzontali = 0						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.000	0	0.000	0	0.000	0
B.D.	0.009	0	0.023	0	0.034	0
B.P.+B.D.	0.009	0	0.024	0	0.035	0
K=0.5	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.001	0	0.003	0	0.005	0
B.D.	0.004	0	0.009	0	0.013	0
B.P.+B.D.	0.002	0	0.005	0	0.008	0

Deformazioni orizzontali $\neq 0$						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.000	0	0.000	0	0.000	0
B.D.	0.026	0	0.064	1	0.096	2
B.P.+B.D.	0.026	0	0.065	1	0.097	2
K=0.50	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.012	0	0.029	0	0.044	0
B.D.	0.011	0	0.027	0	0.040	0
B.P.+B.D.	0.013	0	0.031	0	0.047	0

Tabella 10-3. Risultati dell'analisi della categoria di danno. Sez. 1

--

Deformazioni orizzontali = 0						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.005	0	0.012	0	0.019	0
B.D.	0.035	0	0.088	2	0.132	2
B.P.+B.D.	0.025	0	0.061	1	0.092	2
K=0.5	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.005	0	0.013	0	0.020	0
B.D.	0.015	0	0.038	0	0.056	1
B.P.+B.D.	0.008	0	0.019	0	0.029	0

Deformazioni orizzontali $\neq 0$

	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
K=0.35						
B.P.	0.020	0	0.051	1	0.077	2
B.D.	0.021	0	0.053	1	0.079	2
B.P.+B.D.	0.021	0	0.053	1	0.080	2
K=0.50						
B.P.	0.017	0	0.043	0	0.064	1
B.D.	0.008	0	0.019	0	0.028	0
B.P.+B.D.	0.010	0	0.024	0	0.036	0

Tabella 10-4. Risultati dell'analisi della categoria di danno. Sez.2

10.3. VALUTAZIONE DEL DANNO SUBITO DALLA CINTA MURARIA DEI BASTIONI

10.3.1. Modalità di analisi dei cedimenti indotti

Le analisi dei cedimenti verticali e orizzontali sono state condotte tenendo conto dell'andamento degli spostamenti del terreno lungo l'asse trasversale della galleria. L'analisi è basata sulle seguenti ipotesi di calcolo:

- Viene trascurato il contributo di sostegno del terreno fornito dalla cinta muraria stessa.
- Il piano campagna è considerato alla quota d'appoggio della cinta muraria, trascurando il contributo di riduzione degli spostamenti verticali che è dato dal terreno presente sopra al livello considerato.

10.3.2. Schematizzazione della cinta muraria ai fini dell'analisi

La cinta muraria viene schematizzata come una semplice trave elastica e priva di peso avente altezza H pari alla distanza verticale fra la quota di appoggio sul terreno e il camminamento posto in sommità.

La dimensione L (lunghezza) viene ottenuta lungo una sezione trasversale rispetto all'asse della galleria, individuando i punti d'intersezione con il limite della cinta muraria.

10.3.3. Deformazioni indotte sulla cinta muraria e definizione delle categorie di danno

Per la stima delle deformazioni indotte sulla cinta muraria e per la definizione delle categorie di danno, sono state applicati gli stessi concetti utilizzati nell'analisi degli edifici interferiti (cap.6).

10.3.4. Dati relativi all'attraversamento

Nei successivi paragrafi si riportano i risultati dell'analisi del danno subito di Bastioni della Fortezza da Basso, in seguito allo scavo delle gallerie dell'AV.

Di seguito sono riassunti i dati relativi all'attraversamento:

		Sottoattraversamento Bastione Cavaniglia		Sottoattraversamento Bastione Rastriglia	
		Cinta muraria Est	Cinta muraria Ovest	Cinta muraria Est	Cinta muraria Ovest
Galleria Binario Pari	Progressiva rispetto al B.P. [pk.]	3+200.90	3+241.50	3+531.80	3+585.10
	Quota di appoggio della cinta muraria sul terreno [m slm.]	40.50	40.50	40.50	40.50
	Quota asse Galleria B.P. [m slm.]	20.05	20.32	22.30	22.66
	Differenza di quota cinta muraria - asse Galleria B.P. [m]	20.45	20.18	18.20	17.84

Galleria Binario Dispari	Progressiva rispetto al B.D. [pk.]	3+228.40	3+289.00	3+533.20	3+609.5
	Quota di appoggio della cinta muraria sul terreno [m slm.]	40.50	40.50	40.50	40.50
	Quota asse Galleria B.D. [m slm.]	20.07	20.35	22.22	22.76
	Differenza di quota cinta muraria - asse Galleria B.D. [m]	20.43	20.15	18.28	17.74

Tabella 10-5. Dati relativi all'attraversamento

10.3.5. Stima della categoria del danno subito dalla cinta muraria del Bastione Cavaniglia

I risultati dell'analisi del danno subito dal Bastione Cavaniglia della Fortezza da Basso, in seguito allo scavo delle gallerie dell'AV, indicano un'intensità di danno molto lieve nella condizione per $V_p=0.4\%$ (Cat.max. 1 con). Negli altri casi le categorie di danno risultano sempre ≤ 2 tranne per la condizione $V_p = 1.5$ e $k=0.35$ (condizione limite), per la quale si raggiunge la categoria 3.

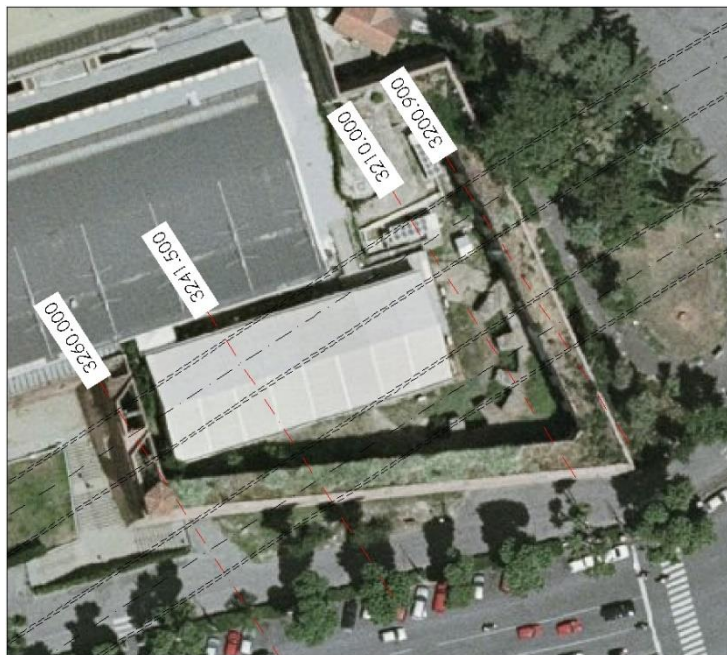


Figura 10-3. Sezioni di analisi Bastione Cavaniglia

I dati di input dell'analisi sono riassunti nella seguente tabella:

		Sottoattraversamento Bastione Cavaniglia			
		Cinta muraria Est	Cinta muraria Ovest		
Analisi lungo retta perpendicolare alla linea del binario	Progressiva rispetto al B.P. [pk.]	3+200.90	3+210.00	3+241.50	3+260.00
	Altezza trave equivalente [m]	15.00	15.00	15.00	15.00
	Lunghezza trave equivalente [m]	40.97	6.39	6.75	25.45
	Distanza in pianta estremo Sud rispetto al P.B. [m]	-20.98	-19.12	-3.08	6.37
	Interasse canne [m]	19.30	19.30	19.30	19.30

Tabella 10-6. Dati di input analisi

I valori massimi delle categorie di danno ottenuti nei diversi casi sono riassunti nelle seguenti tabelle:

Deformazioni orizzontali = 0						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.051	1	0.127	2	0.191	3
B.D.	0.019	0	0.048	0	0.073	1
B.P.+B.D.	0.033	0	0.082	2	0.124	2
K=0.5	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.030	0	0.075	1	0.112	2
B.D.	0.010	0	0.024	0	0.036	0
B.P.+B.D.	0.020	0	0.050	1	0.076	2
Deformazioni orizzontali $\neq 0$						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.034	0	0.084	2	0.126	2
B.D.	0.034	0	0.084	2	0.126	2
B.P.+B.D.	0.042	0	0.104	2	0.156	3
K=0.50	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.021	0	0.053	1	0.079	2
B.D.	0.023	0	0.059	1	0.088	2
B.P.+B.D.	0.022	0	0.056	1	0.083	2

Tabella 10-7. Categorie di danno per i diversi casi analizzati - Cavaniglia - Cinta muraria Est - pk. 3+200.30

Deformazioni orizzontali = 0						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.007	0	0.017	0	0.026	0
B.D.	0.000	0	0.000	0	0.000	0
B.P.+B.D.	0.007	0	0.017	0	0.026	0
K=0.5	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.003	0	0.009	0	0.013	0
B.D.	0.000	0	0.000	0	0.000	0
B.P.+B.D.	0.004	0	0.009	0	0.014	0
Deformazioni orizzontali $\neq 0$						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.029	0	0.072	1	0.108	2
B.D.	0.000	0	0.000	0	0.000	0
B.P.+B.D.	0.029	0	0.072	1	0.108	2
K=0.50	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.022	0	0.056	1	0.084	2
B.D.	0.000	0	0.000	0	0.000	0
B.P.+B.D.	0.024	0	0.060	1	0.091	2

Tabella 10-8. Categorie di danno per i diversi casi analizzati - Cavaniglia - Cinta muraria Ovest - pk. 3+210.00

Deformazioni orizzontali = 0						
K=0.35	V _p (%)=0.4		V _p (%)=1		V _p (%)=1.5	
	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.023	0	0.058	1	0.087	2
B.D.	0.002	0	0.006	0	0.009	0
B.P.+B.D.	0.019	0	0.047	0	0.071	1
K=0.5	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.008	0	0.020	0	0.031	0
B.D.	0.004	0	0.009	0	0.014	0
B.P.+B.D.	0.005	0	0.012	0	0.017	0
Deformazioni orizzontali ≠ 0						
K=0.35	V _p (%)=0.4		V _p (%)=1		V _p (%)=1.5	
	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.026	0	0.065	1	0.098	2
B.D.	0.022	0	0.055	1	0.083	2
B.P.+B.D.	0.021	0	0.052	1	0.078	2
K=0.50	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.016	0	0.040	0	0.061	1
B.D.	0.024	0	0.059	1	0.088	2
B.P.+B.D.	0.009	0	0.023	0	0.034	0

Tabella 10-9. Categorie di danno per i diversi casi analizzati - Cavaniglia - Cinta muraria Ovest - pk. 3+241.50

Deformazioni orizzontali = 0						
K=0.35	V _p (%)=0.4		V _p (%)=1		V _p (%)=1.5	
	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.015	0	0.038	0	0.058	1
B.D.	0.051	1	0.127	2	0.191	3
B.P.+B.D.	0.033	0	0.082	2	0.124	2
K=0.5	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.007	0	0.018	0	0.027	0
B.D.	0.030	0	0.075	1	0.112	2
B.P.+B.D.	0.017	0	0.043	0	0.064	1
Deformazioni orizzontali ≠ 0						
K=0.35	V _p (%)=0.4		V _p (%)=1		V _p (%)=1.5	
	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.034	0	0.084	2	0.126	2
B.D.	0.030	0	0.075	1	0.112	2
B.P.+B.D.	0.043	0	0.108	2	0.162	3
K=0.50	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.023	0	0.059	1	0.088	2
B.D.	0.014	0	0.035	0	0.053	1
B.P.+B.D.	0.009	0	0.022	0	0.033	0

Tabella 10-10. Categorie di danno per i diversi casi analizzati - Cavaniglia - Cinta muraria Ovest - pk. 3+260.00

10.3.6. Stima della categoria del danno subito dalla cinta muraria del Bastione Rastriglia

I risultati dell'analisi del danno subito dal Bastione Rastriglia della Fortezza da Basso, in seguito allo scavo delle gallerie dell'AV, indicano un'intensità di danno molto lieve nella condizione limite di esercizio, tranne in un caso che indica danno lieve (Cat.max. 2 con V_p=0.4%). Negli altri casi le categorie di danno risultano sempre ≤ 2 tranne per la condizione V_p = 1.5 e k=0.35 (condizione limite), per la quale si raggiunge la categoria 3, e per la condizione V_p = 1.0 e k=0.35 in un solo caso.



Figura 10-4. Sezioni di analisi Bastione Rastriglia

I dati di input dell'analisi sono riassunti nella seguente tabella:

		Sottoattraversamento Bastione Rastriglia		
		Cinta muraria Est		Cinta muraria Ovst
Analisi lungo retta perpendicolare alla linea del binario	Progressiva rispetto al B.P. [pk.]	3+523.00	3+580.80	3+589.50
	Altezza trave equivalente [m]	15.50	15.50	15.50
	Lunghezza trave equivalente [m]	28.81	16.22	23.42
	Distanza in pianta estremo Sud rispetto al P.B. [m]	6.67	-8.07	10.61
	Interasse canne [m]	21.60	21.60	21.60

Tabella 10-11. Dati di input analisi

I valori massimi delle categorie di danno ottenuti nei diversi casi sono riassunti nelle seguenti tabelle:

Deformazioni orizzontali = 0						
K=0.35	V _p (%)=0.4		V _p (%)=1		V _p (%)=1.5	
	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.019	0	0.047	0	0.071	1
B.D.	0.058	1	0.145	2	0.217	3
B.P.+B.D.	0.049	0	0.122	2	0.183	3
K=0.5	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.009	0	0.023	0	0.035	0
B.D.	0.035	0	0.088	2	0.132	2
B.P.+B.D.	0.019	0	0.049	0	0.073	1
Deformazioni orizzontali ≠ 0						
K=0.35	V _p (%)=0.4		V _p (%)=1		V _p (%)=1.5	
	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.041	0	0.103	2	0.155	3
B.D.	0.040	0	0.100	2	0.150	2
B.P.+B.D.	0.078	2	0.195	3	0.292	3
K=0.50	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.028	0	0.071	1	0.106	2
B.D.	0.020	0	0.049	0	0.074	1
B.P.+B.D.	0.021	0	0.052	1	0.078	2

Tabella 10-12. Categorie di danno per i diversi casi analizzati - Rastriglia - Cinta muraria Est - pk. 3+523.00

Deformazioni orizzontali = 0						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.059	1	0.148	2	0.223	3
B.D.	0.004	0	0.009	0	0.014	0
B.P.+B.D.	0.051	1	0.128	2	0.192	3
K=0.5	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.033	0	0.081	2	0.122	2
B.D.	0.007	0	0.017	0	0.025	0
B.P.+B.D.	0.019	0	0.049	0	0.073	1
Deformazioni orizzontali $\neq 0$						
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$	
K=0.35	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.041	0	0.102	2	0.153	3
B.D.	0.030	0	0.074	1	0.111	2
B.P.+B.D.	0.038	0	0.095	2	0.143	2
K=0.50	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.	ε_{max}	Categ.
B.P.	0.020	0	0.050	0	0.075	1
B.D.	0.029	0	0.073	1	0.109	2
B.P.+B.D.	0.014	0	0.036	0	0.054	1

Tabella 10-13. Categorie di danno per i diversi casi analizzati - Rastriglia - Cinta muraria Ovest - pk. 3+580.80

Deformazioni orizzontali = 0						
K=0.35	V _p (%)=0.4		V _p (%)=1		V _p (%)=1.5	
	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.010	0	0.026	0	0.039	0
B.D.	0.059	1	0.148	2	0.223	3
B.P.+B.D.	0.051	1	0.128	2	0.192	3
K=0.5	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.009	0	0.022	0	0.033	0
B.D.	0.036	0	0.090	2	0.136	2
B.P.+B.D.	0.020	0	0.051	1	0.077	2
Deformazioni orizzontali ≠ 0						
K=0.35	V _p (%)=0.4		V _p (%)=1		V _p (%)=1.5	
	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.039	0	0.097	2	0.145	2
B.D.	0.041	0	0.102	2	0.153	3
B.P.+B.D.	0.064	1	0.161	3	0.241	3
K=0.50	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	0.030	0	0.076	2	0.114	2
B.D.	0.019	0	0.049	0	0.073	1
B.P.+B.D.	0.021	0	0.053	1	0.080	2

Tabella 10-14. Categorie di danno per i diversi casi analizzati - Rastriglia - Cinta muraria Ovest - pk. 3+589.50

10.3.7. Andamento della deformata in condizioni di "Green Field" (campo libero).

Di seguito sono rappresentati i cedimenti del terreno lungo il perimetro della Fortezza da Basso, nella porzione in cui passano le gallerie dell'AV. L'ipotesi di calcolo trascura il contributo di sostegno del terreno fornito dalla cinta muraria stessa.

I valori massimi dei cedimenti ottenuti nei diversi casi sono riassunti nella seguente tabella:

Vp [%]	0.4		1.0		1.5	
k	0.35	0.50	0.35	0.50	0.35	0.50
Spostamento dovuto a scavo Canna B.P. [cm]	1.52	1.06	3.79	2.65	5.69	3.98
Spostamento dovuto a scavo Canna B.D. [cm]	1.52	1.06	3.79	2.65	5.69	3.98
Spostamento dovuto a scavo Canna B.P.+B.D. [cm]	1.53	1.23	3.82	3.08	5.72	4.62

Tabella 10-15. Cedimenti indotti lungo il perimetro della cinta muraria

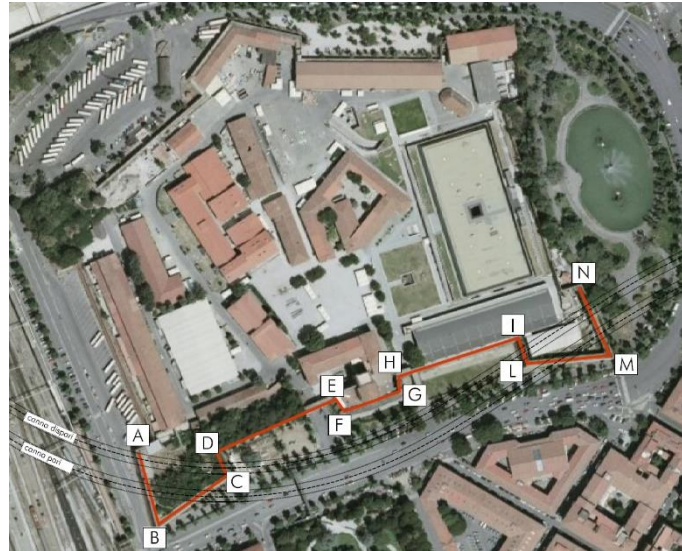


Figura 10-5. Cinta muraria della Fortezza da Basso sottoattraversata dalle gallerie della linea AV

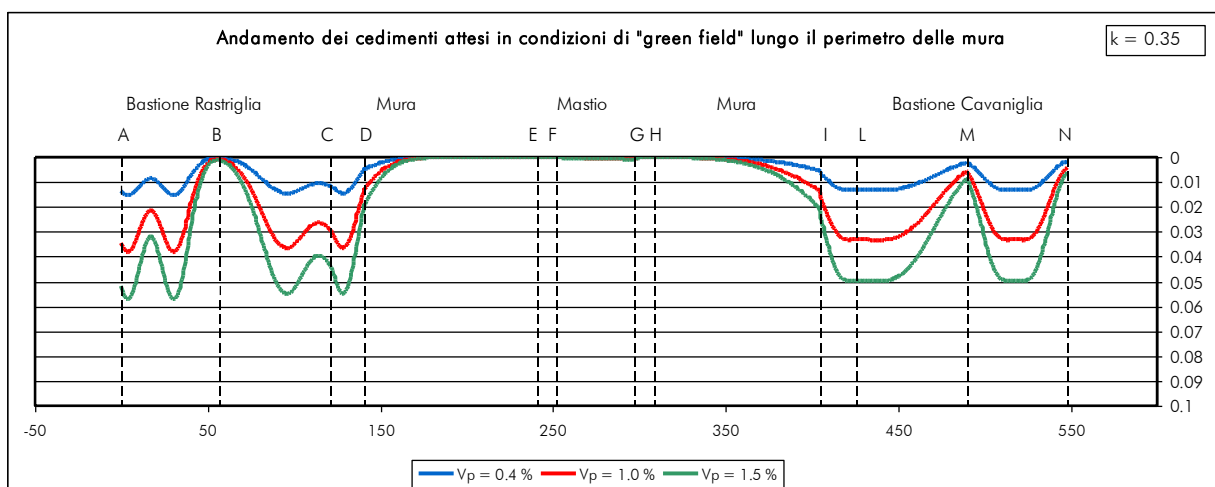
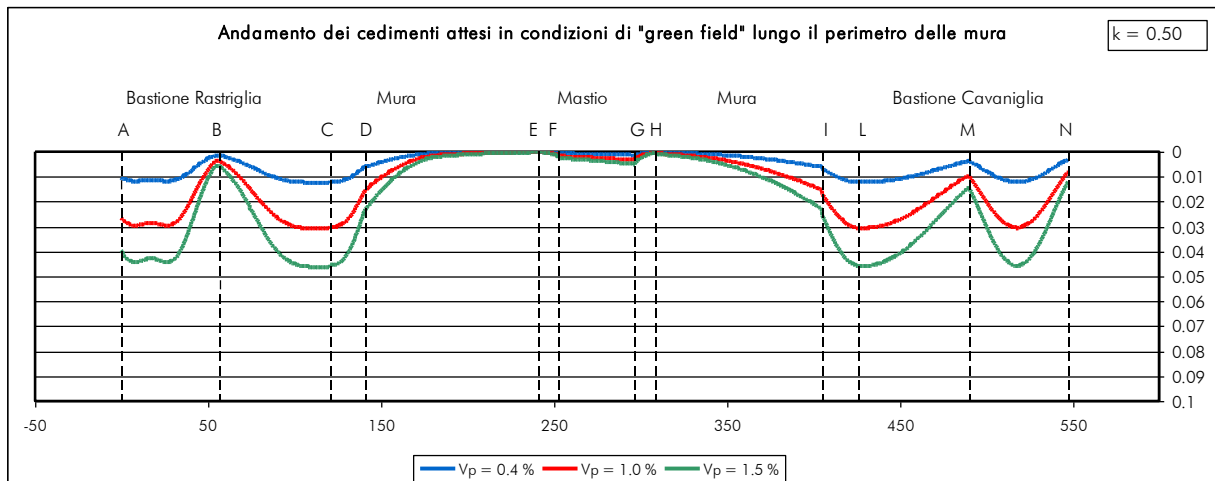


Illustrazione 22: Cedimenti della Cinta muraria: Bastione Rastriglia –Bastione Cavaniglia



Figura 10-8. Cinta muraria della Fortezza da Basso: Mastio

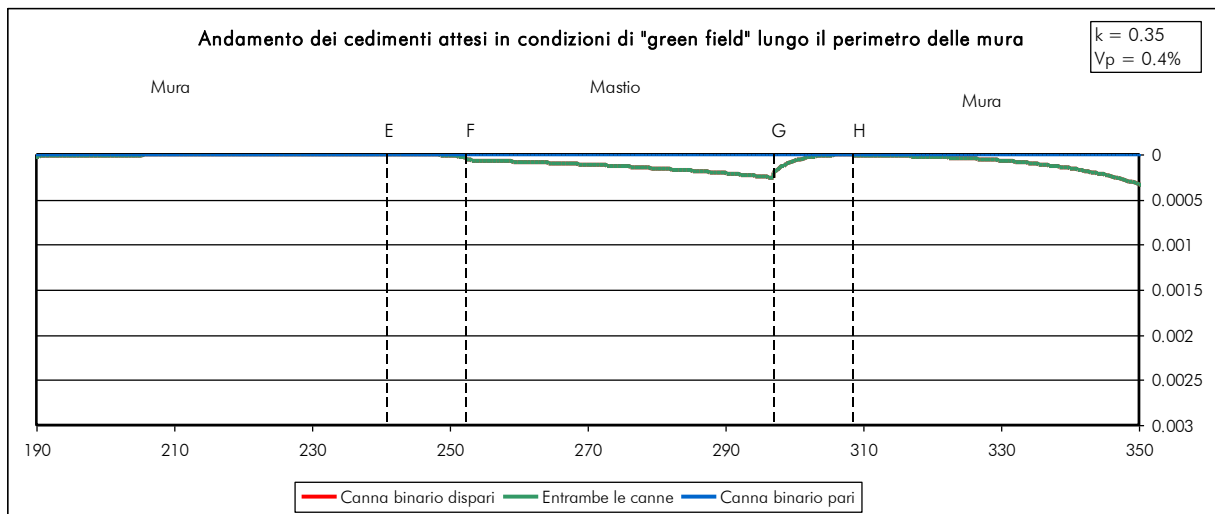


Figura 10-9. Cedimenti della Cinta muraria: Mastio



Figura 10-10. Cinta muraria della Fortezza da Basso: Mastio – Bastione Cavaniglia

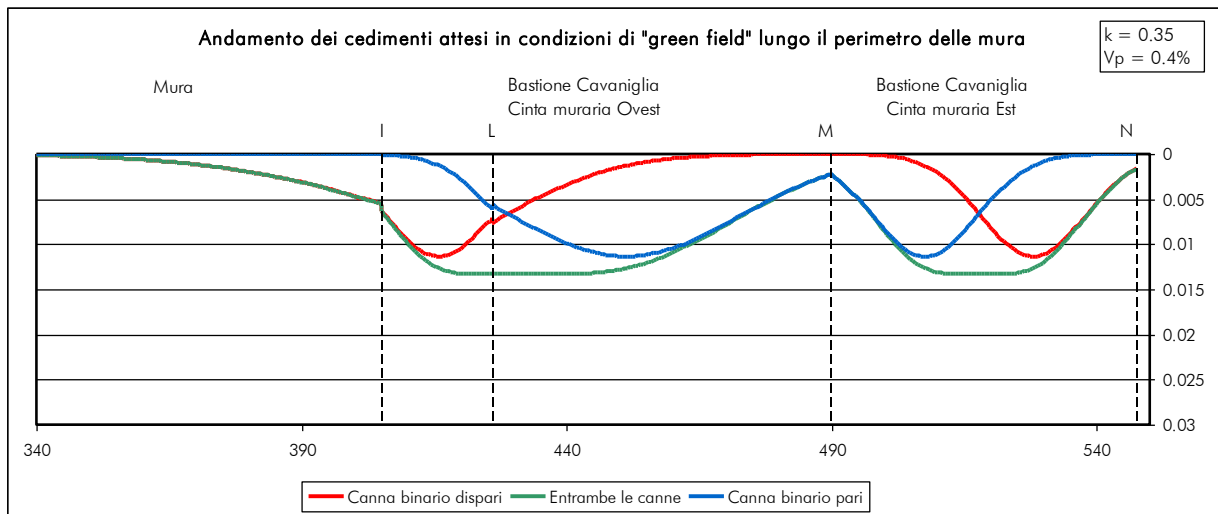


Figura 10-11. Cedimenti della Cinta muraria: Mastio – Bastione Cavaniglia

10.3.8. Conclusioni

Considerando i risultati ottenuti per le differenti analisi effettuate, considerando il livello di dettaglio dei dati a disposizione e le ipotesi semplificative introdotte per le analisi si possono trarre le seguenti conclusioni:

Cinta muraria

- le categorie di danno calcolate risultano sempre ≤ 3 , anche nell' ipotesi estremamente cautelativa in cui $V_p = 1.5\%$;
- le deformazioni maggiori si riscontrano soprattutto per i tratti di cinta muraria dei due bastioni, mentre per il mastio e per le due porzioni adiacenti di mura i cedimenti sono nulli o trascurabili;
- i cedimenti per $V_p = 0.4\%$ non superano 1.6 cm circa;
- i cedimenti per $V_p = 1.5\%$ (condizione limite) non superano 6.0 cm circa.

Sebbene i risultati indichino un basso livello di rischio in regime di normale funzionamento delle macchine di scavo e assicurino in ogni caso la stabilità strutturale della cinta muraria, si è ritenuto opportuno prevedere, vista l'importanza del monumento, un intervento di salvaguardia a scopo puramente precauzionale per fronteggiare la remota possibilità che lo scavo delle gallerie induca eccessive subsidenze e lesioni nelle murature a seguito di eventi impreveduti e imprevedibili.

La tipologia di intervento che si presta maggiormente al caso è il "compensation grouting" in quanto permette di intervenire preventivamente ma anche durante lo sviluppo dei cedimenti osservati. Il metodo è stato già applicato con successo sotto numerosi edifici monumentali nel centro di Londra, inclusa la Torre del Big Ben, durante la costruzione della metropolitana "Jubilee Line".

Edifici interni

- le categorie di danno calcolate per i "Locali cannoniera" risultano sempre ≤ 2 , tali locali non risultano quindi molto sensibili al passaggio delle due canne,
- gli spostamenti verticali ed orizzontali indotti sulle opere di fondazione del Padiglione Cavaniglia sono relativamente piccoli e non dovrebbero comportare particolari problemi per la struttura.

10.3.9. Interventi di compensation grouting

Gli interventi proposti interesseranno i due bastioni Rastriglia e Cavaniglia. A differenza dei sistemi tradizionali, il metodo di consolidamento previsto è del tipo "attivo", interviene, cioè, solo nel caso di necessità e permette di controllare nel corso degli scavi in galleria l'evoluzione dei cedimenti, contenendoli nei limiti ammessi.

L'intervento consiste nel "compensare" gli eventuali cedimenti mediante iniezioni cementizie eseguite nel terreno compreso tra le gallerie e le fondazioni dell'opera. In pratica non appena si misurano cedimenti alle strutture e, prima che gli stessi superino i limiti predefiniti, il sistema permette di ristabilire la quota iniziale delle fondazioni con l'apporto di materiale in pressione nelle quantità e nelle posizioni tali da compensare i volumi di terreno confluiti in galleria.

Le iniezioni sono effettuate attraverso perforazioni sub-orizzontali eseguite a partire da trincee poste nelle vicinanze dei due bastioni. Le perforazioni vengono eseguite prima dell'arrivo delle gallerie e raggiungono il terreno posto al di sotto delle fondazioni per un primo trattamento di iniezione, volto a intasare i vuoti del terreno. In questa fase si

attua anche una prima taratura del sistema, verificando la risposta delle strutture alle iniezioni in pressione per mezzo di misure di livellazione. In tal modo tutto l'impianto è predisposto per essere attivato durante il transito delle frese. Con l'ausilio di un dettagliato sistema di monitoraggio, che fornisce in tempo reale li valori di cedimento e deformazione della struttura, vengono decise rapidamente le azioni da attuare (iniezioni di compensazione) per prevenire ogni eventuale danno.

Tutte le operazioni si svolgono all'esterno di Fortezza da Basso non compromettendone l'estetica e la funzionalità, né durante le operazioni preliminari, né nel corso dello scavo delle gallerie.

Uniche costruzioni esterne, peraltro di limitato disturbo e a carattere temporaneo, sono costituite da modeste trincee con i muri di contrasto e le relative aree di cantiere a loro servizio. Le aree di cantiere sono necessarie per posizionare prima le macchine di consolidamento e scavo dei pozzi e successivamente gli impianti di iniezione. Dopo il passaggio delle frese le trincee verranno riempite e i luoghi restituiti nelle condizioni originarie.

La posizione delle trincee è stata individuata al fine di interferire il meno possibile con i percorsi urbani e per ottimizzare le lunghezze delle perforazioni.

11.ALLEGATO 1. ANALISI DI DETTAGLIO PER LE INFRASTRUTTURE

11.1. INFRASTRUTTURA H

L'infrastruttura H risulta localizzata alla pk 6+720.

In accordo al documento NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001, la condizione geologica risulta afferente alla tratta

- Zona 1: dalla progr. 7,770 alla progr. 6,524

e corrisponde ad una caratterizzazione di dettaglio descritta nella tabella seguente nella tabella seguente.

stratigrafia di calcolo		γ	c'	ϕ'	E	k_0	G_o $E/2/(1+\nu)^*10$	G_o da DH	G_o design	γ 0.7	k_0 NC
(m)	(terreno)	(kN/m^3)	(kPa)	(°)	(MPa)	-	(MPa)	(MPa)	(MPa)	[%]	[-]
0 - 1.0	riporti	19	0	30	30	0.5	115	38	38	0.01	0.500
1.0 – 9.5	SA gran	20	0	35	85	0.426	327	90	90	0.01	0.426
> 9.5	SF coh	19	3	27	100	0.546	385	392	385	0.06	0.546

Tabella 11-1 Caratterizzazione geotecnica di dettaglio nell'area dell'infrastruttura H

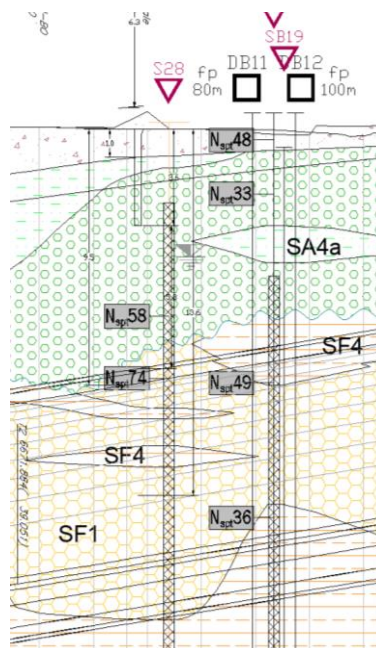


Figura 11-1: Sezione Infrastruttura H

Il modello di calcolo si basa su quello condotto in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001 per la sezione 1.1. La presenza del sottopasso, nell'ambito delle tensioni agenti nel terreno, risulta locale, per cui sono analizzate due condizioni:

- simulata la presenza del terreno sovrastante, mentre alla base del sottopasso è schematizzata la presenza di una soletta di fondo di spessore stimato 0.50m e rigidezza a lungo termine pari a 15 GPa;
- simulata la condizione della rampa.

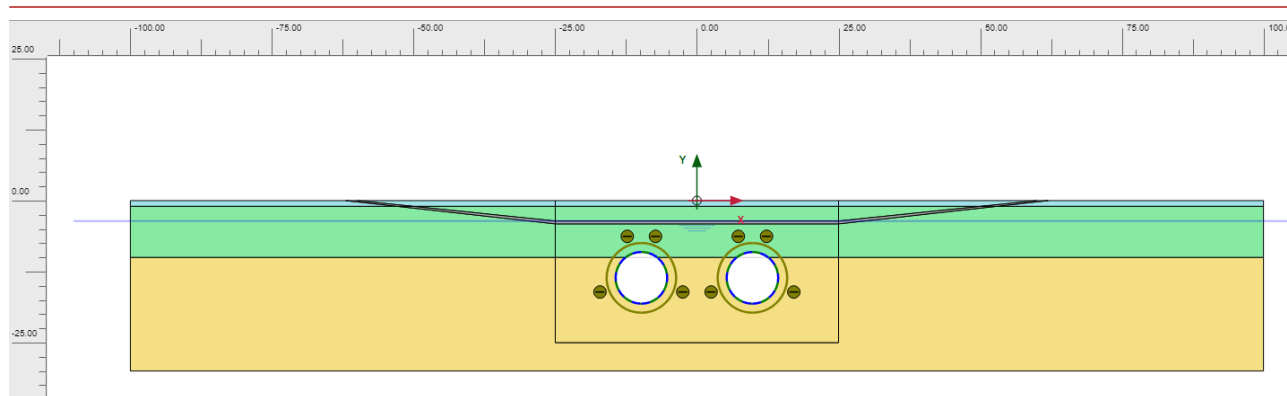


Figura 11-2: Modello di calcolo infrastruttura H

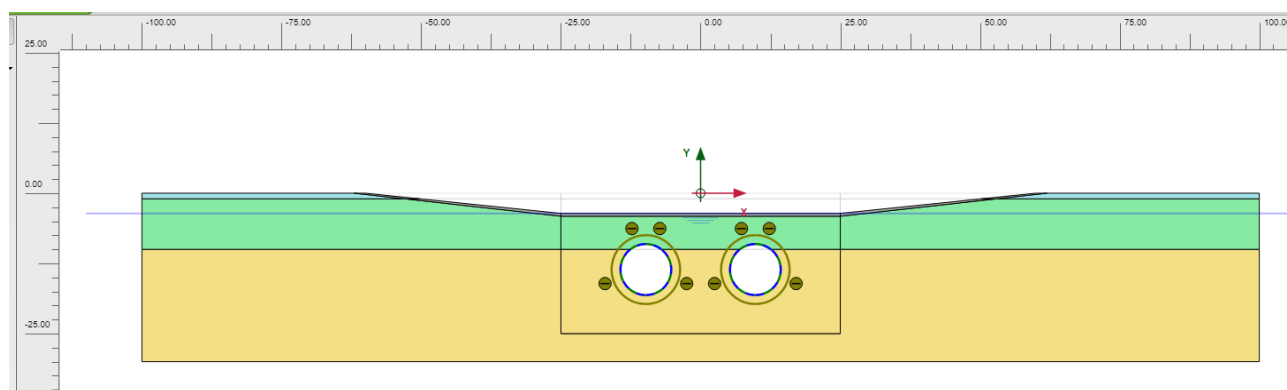


Figura 11-3: Modello di calcolo infrastruttura H con rampa

La simulazione dello scavo avviene secondo la seguente condizione

- Scavo BP attraverso contrazione corrispondente a $V_p = 1\%$ ($c_{ref} = 0.5\%$ in accordo al manuale del software al cap. "settlements due to tunnel construction", par 5.1.1);
- Scavo BD attraverso contrazione corrispondente a $V_p = 1\%$.

Modello MC

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamento verticale per le condizioni e fasi di modellazione.

Risulta chiaramente visibile che il campo di spostamento in arco rovescio risulta superiore a quello in calotta, e quindi le valutazioni attraverso il modello MC non possono essere considerate affidabili per una valutazione conservativa del campo di spostamenti indotto (a conferma di quanto già evidenziato in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001).

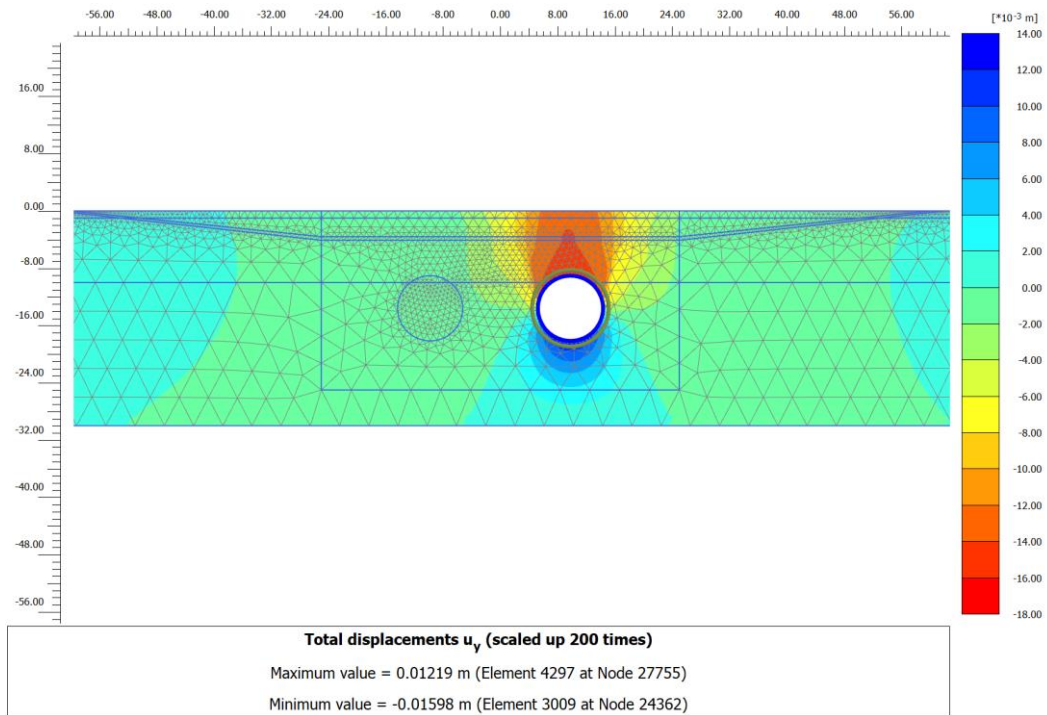


Figura 11-4: Infrastruttura H. Modello MC. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

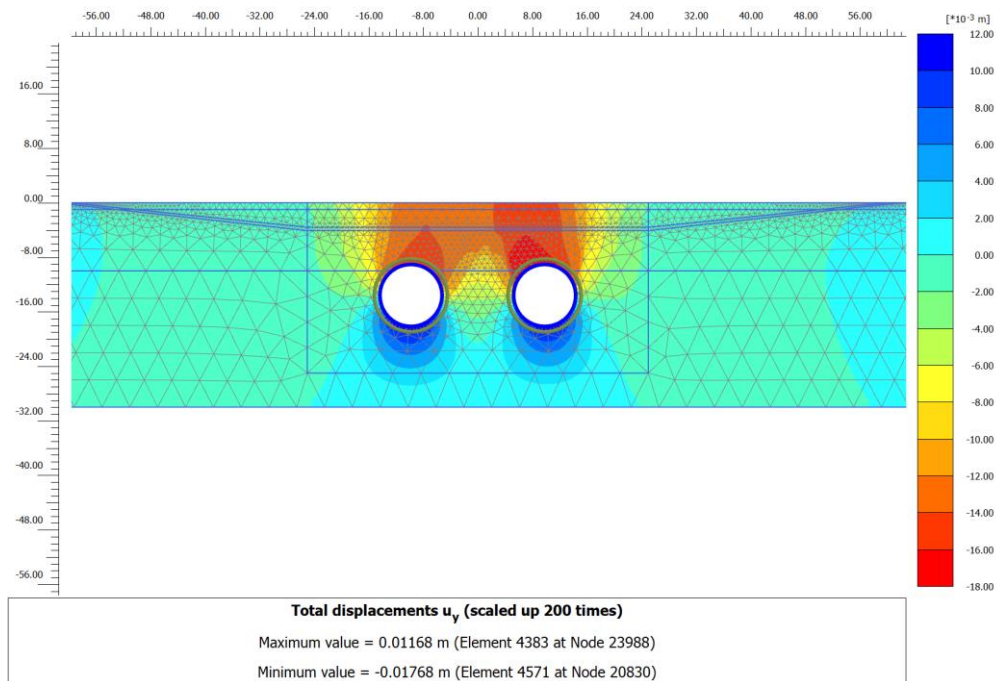


Figura 11-5: Infrastruttura H. Modello MC. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

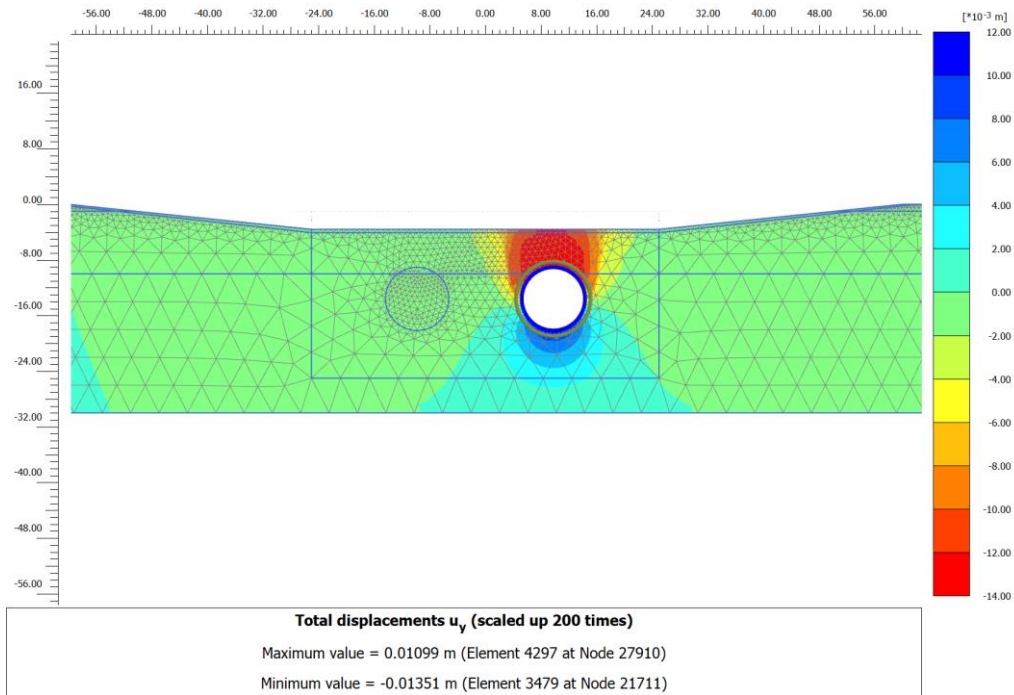


Figura 11-6: Infrastruttura H. Modello MC - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

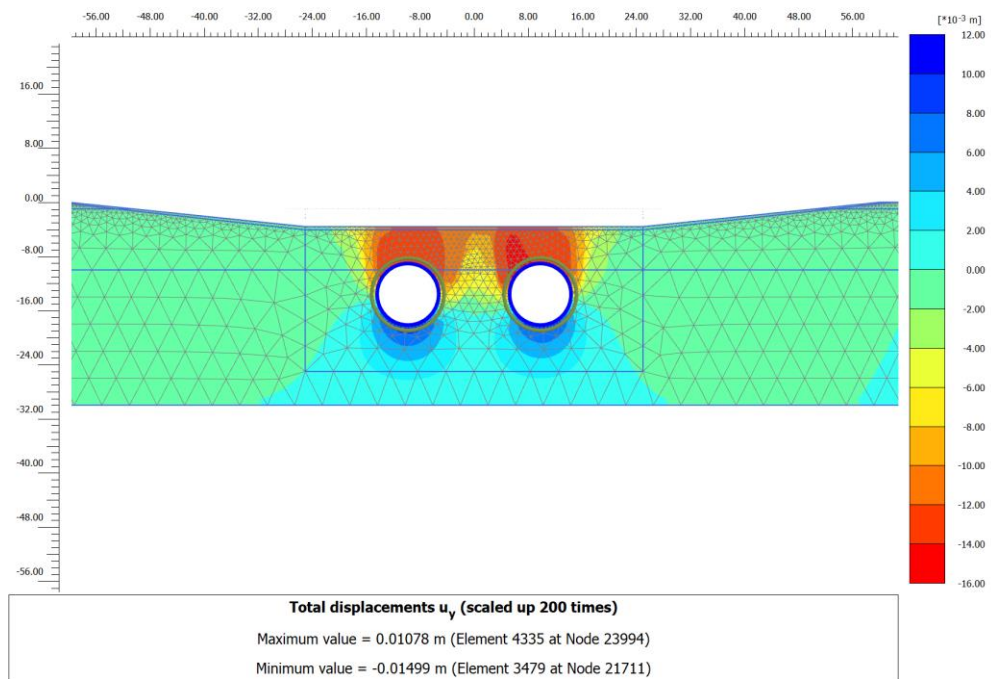


Figura 11-7 Infrastruttura H. Modello MC - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamenti e rotazioni alla base del sottopasso in esame.

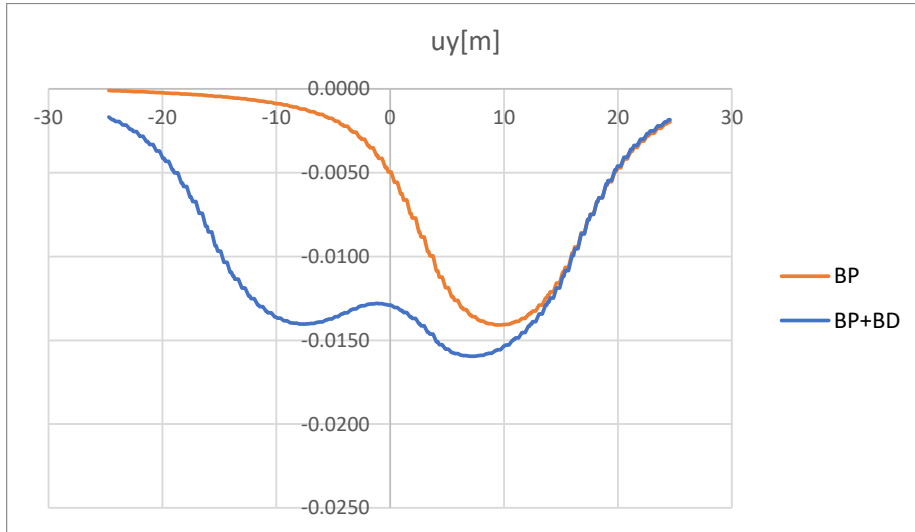


Figura 11-8: Infrastruttura H. Modello MC. Risultati. Spostamenti verticali

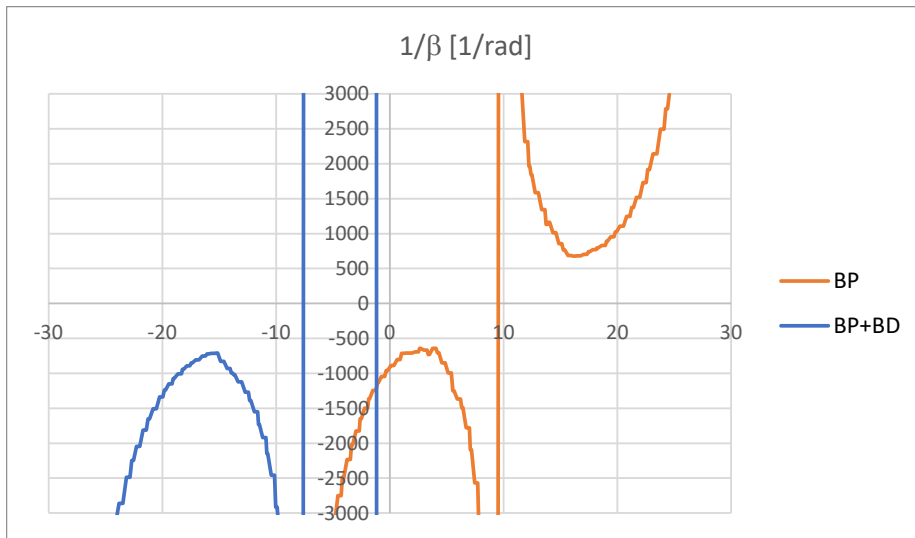


Figura 11-9: Infrastruttura H. Modello MC. Risultati. Rotazioni

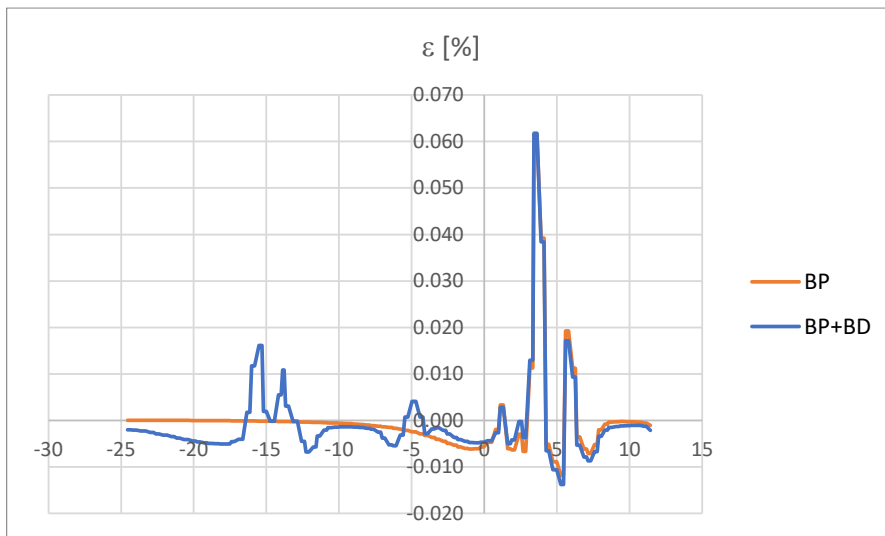


Figura 11-10: Infrastruttura H. Modello MC. Risultati. Deformazioni

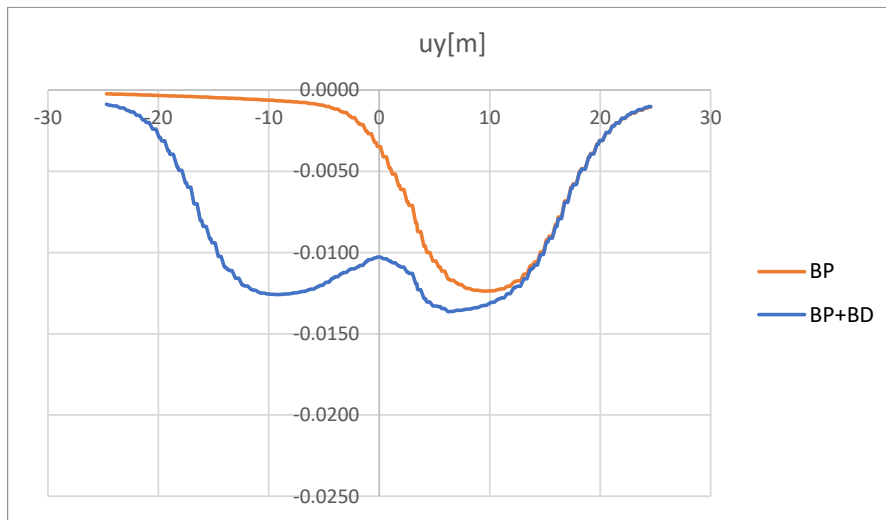


Figura 11-11: Infrastruttura H. Modello MC-rampa. Risultati. Spostamenti verticali

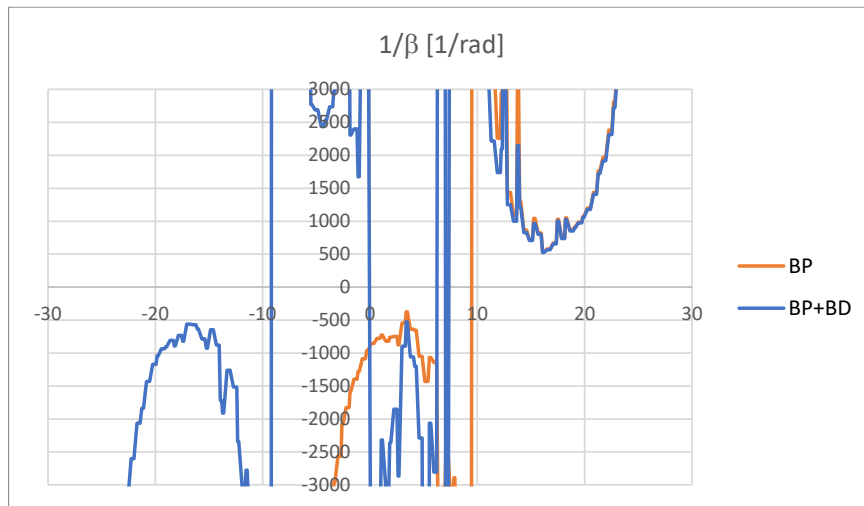


Figura 11-12: Infrastruttura H. Modello MC-rampa. Risultati. Rotazioni

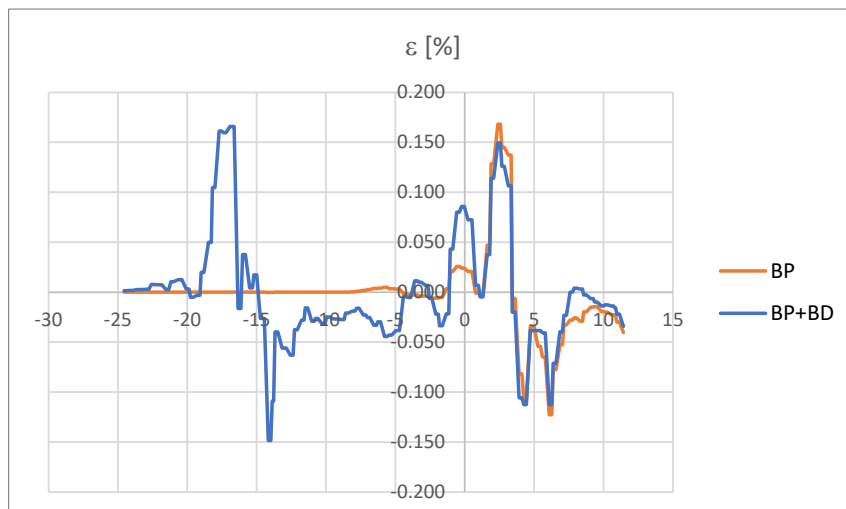


Figura 11-13: Infrastruttura H. Modello MC-rampa. Risultati. Deformazioni

Modello SS

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamento verticale per le condizioni e fasi di modellazione.

Risulta riconoscibile una condizione maggiormente realistica in merito al campo degli spostamenti, con abbassamento in calotta superiore al sollevamento alla base.

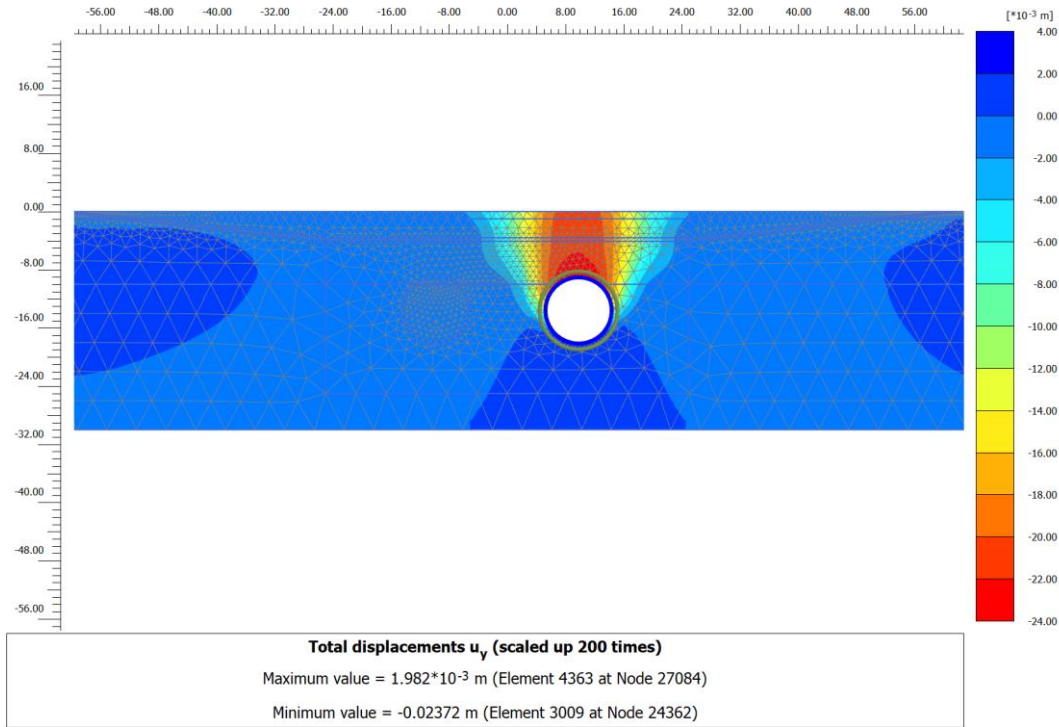


Figura 11-14: Infrastruttura H. Modello SS. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

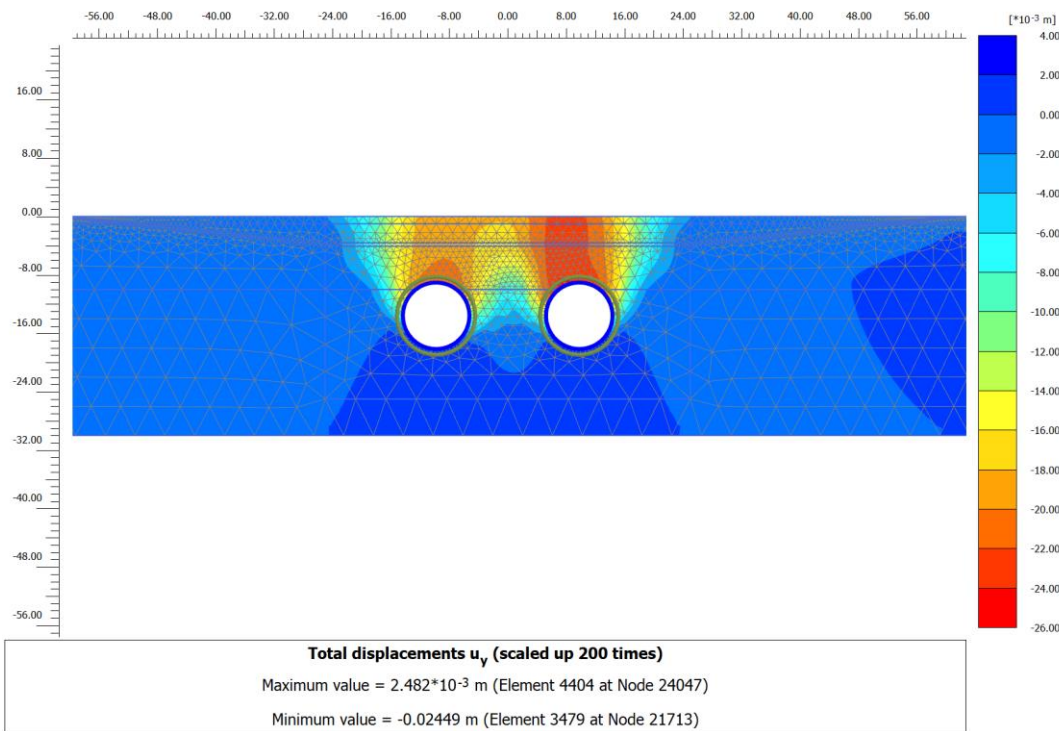


Figura 11-15: Infrastruttura H. Modello SS. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

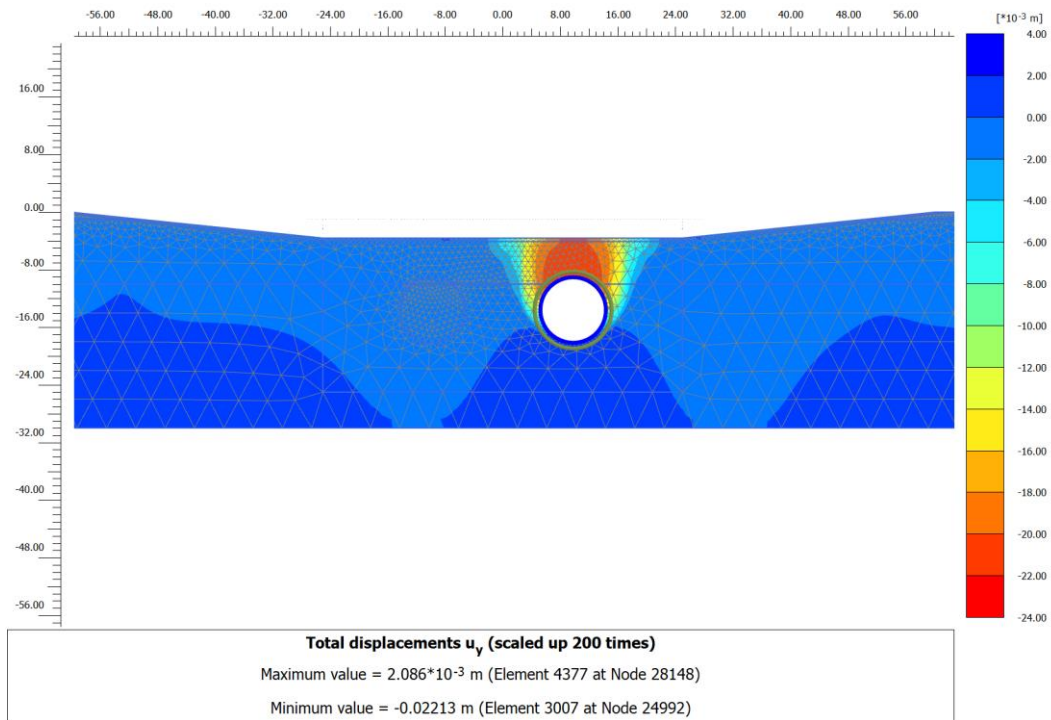


Figura 11-16: Infrastruttura H. Modello SS - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

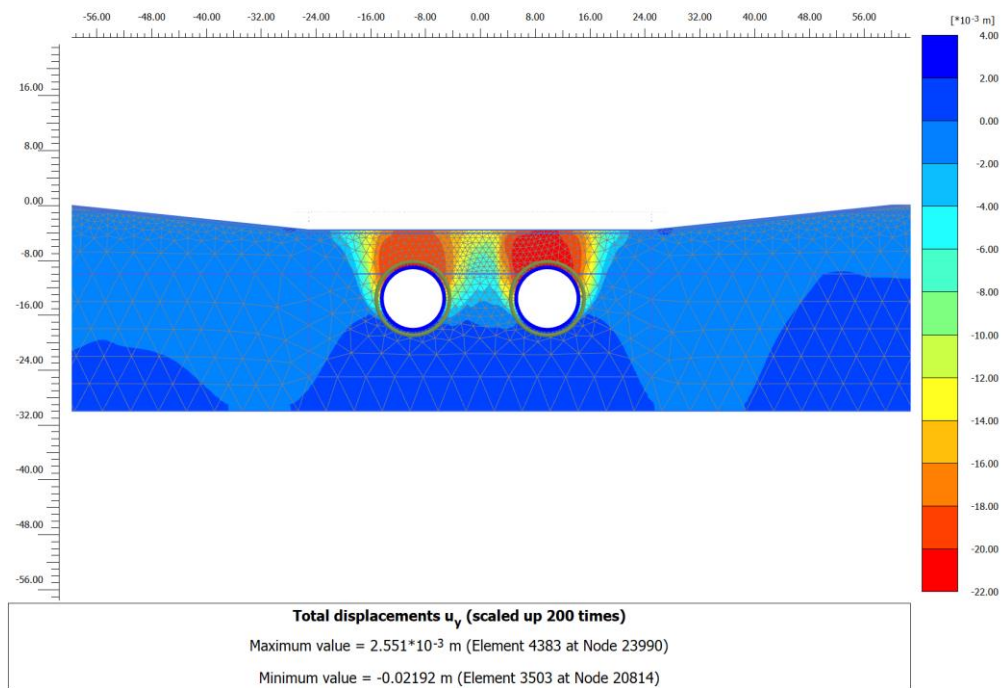


Figura 11-17 Infrastruttura H. Modello SS - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamenti e rotazioni alla base del sottopasso in esame.

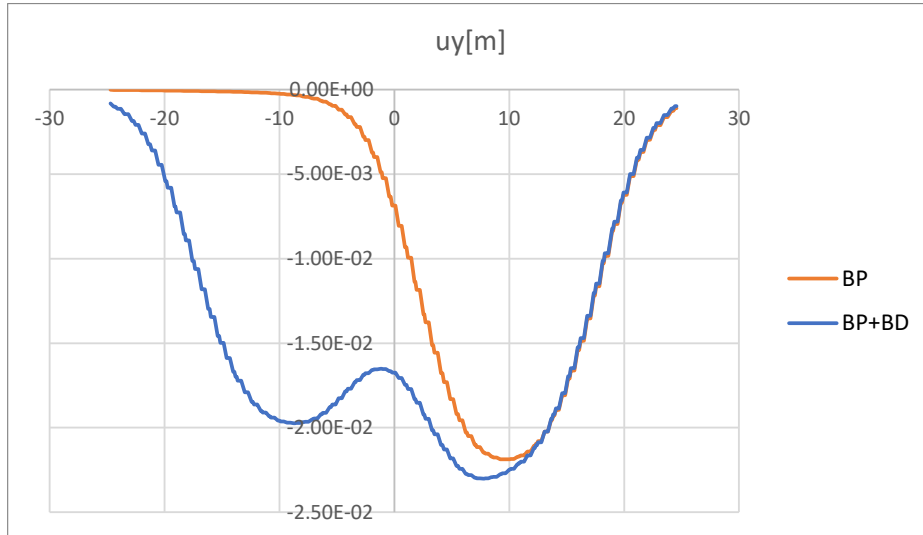


Figura 11-18: Infrastruttura H. Modello SS. Risultati. Spostamenti verticali

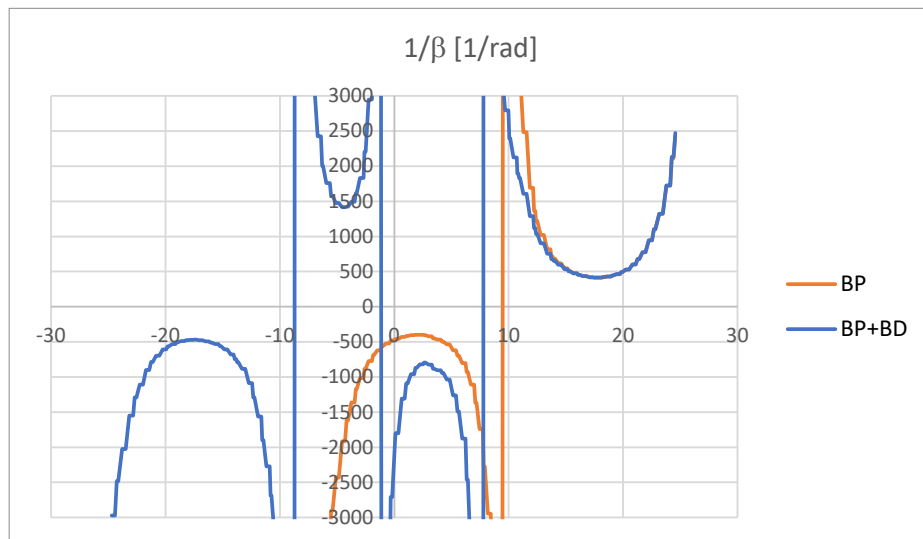


Figura 11-19: Infrastruttura H. Modello SS. Risultati. Rotazioni

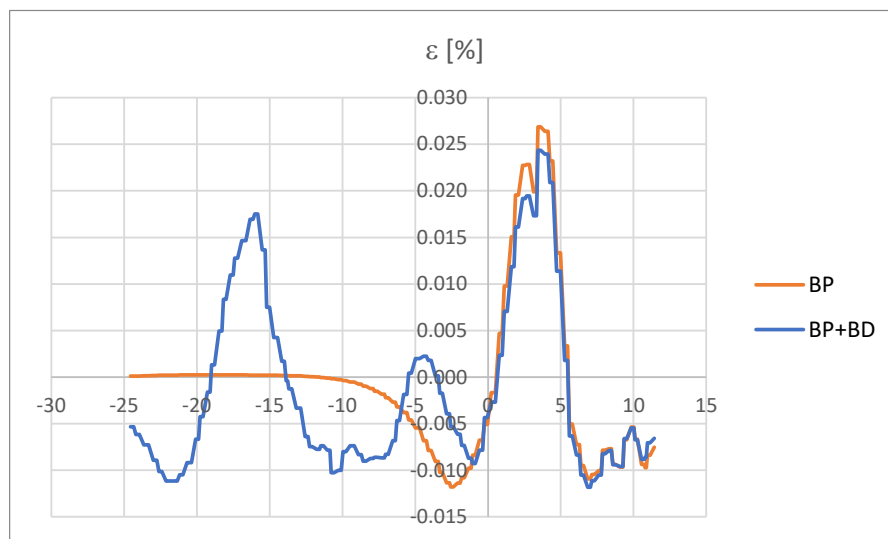


Figura 11-20: Infrastruttura H. Modello SS-rampa. Risultati. Deformazioni

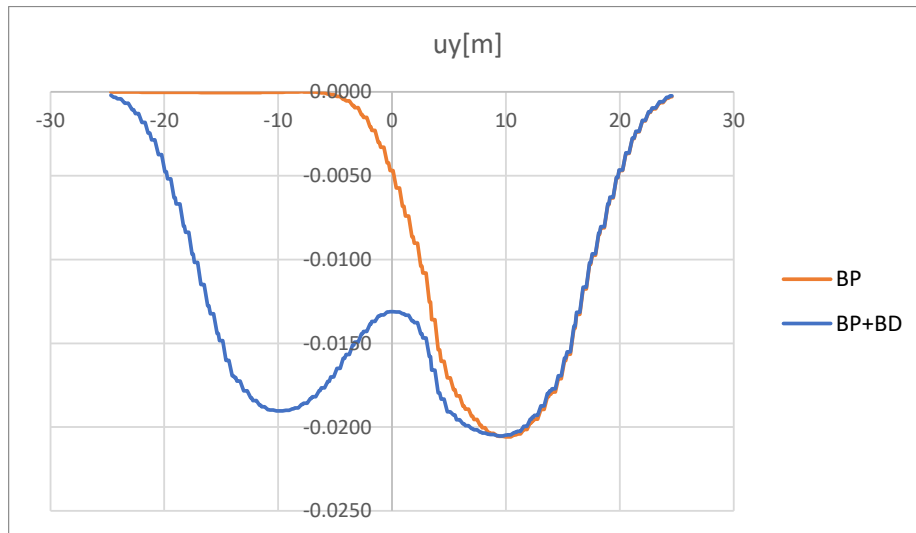


Figura 11-21: Infrastruttura H. Modello SS-rampa. Risultati. Spostamenti verticali

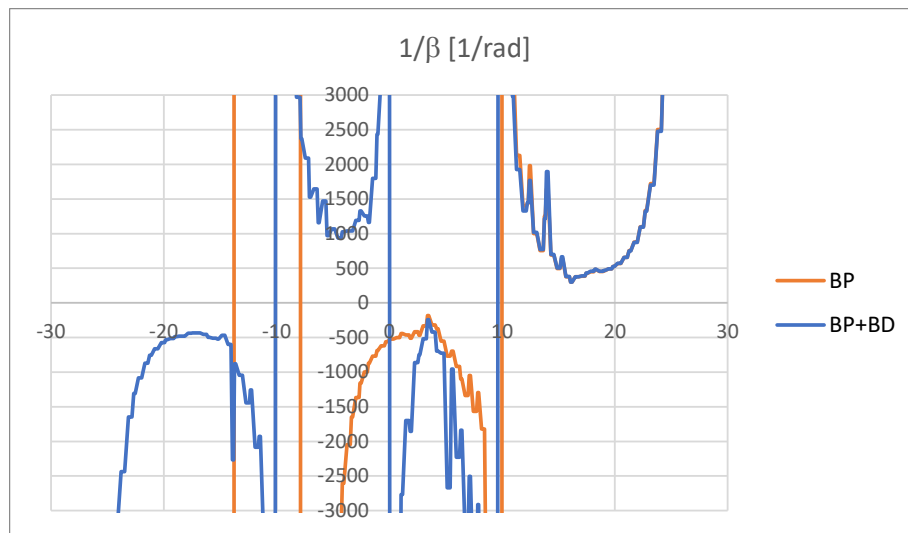


Figura 11-22: Infrastruttura H. Modello SS-rampa. Risultati. Rotazioni

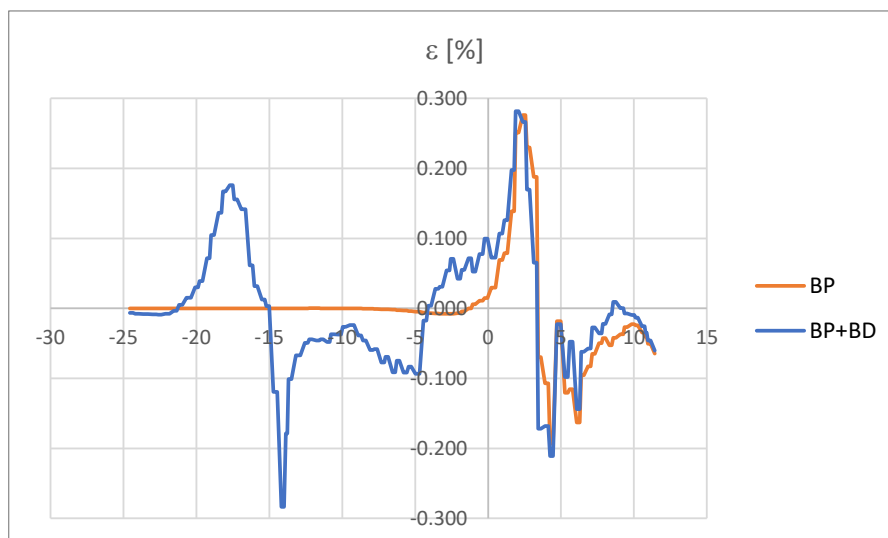


Figura 11-23: Infrastruttura H. Modello SS-rampa. Risultati. Deformazioni

11.2. INFRASTRUTTURA M

L'infrastruttura L risulta localizzata alla pk 6+320.

In accordo al documento NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001, la condizione geologica risulta afferente alla tratta

- Zona 2: dalla progr. 6,524 alla progr. 5,354

e corrisponde ad una caratterizzazione di dettaglio descritta nella tabella seguente nella tabella seguente.

stratigrafia di calcolo		γ	c'	ϕ'	E	k_0	G_0 $E/2/(1+\nu)*10$	G_0 da DH	G_0 design	$\gamma_{0.7}$	k_0 NC
(m)	(terreno)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)	-	(MPa)	(MPa)	(MPa)	[%]	[-]
0 – 1.4	riporti	19	0	30	30	0.500	115	77	77	0.01	0.500
1.4 – 6.8	SA gran	20	0	35	85	0.426	327	326	326	0.01	0.426
> 6.8	SF coh	19	3	27	100	0.546	385	310	310	0.06	0.546

Tabella 11-2 Caratterizzazione geotecnica di dettaglio nell'area dell'Infrastruttura M

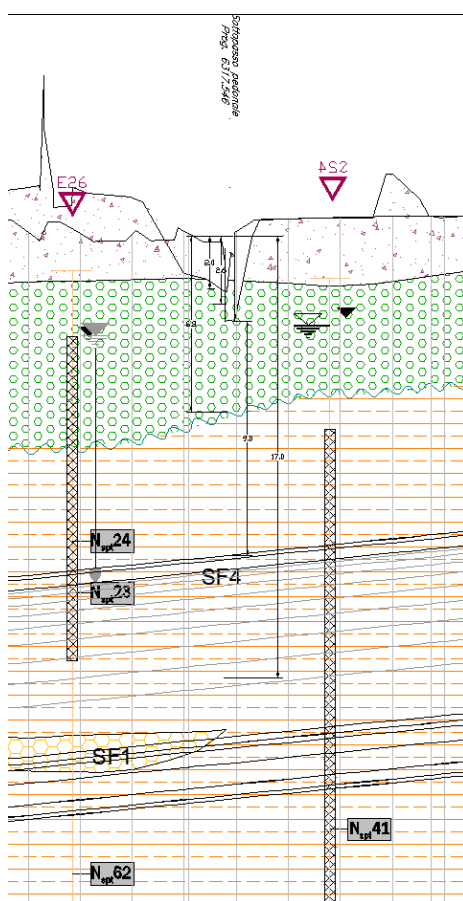


Figura 11-24 Sezione Infrastruttura M

Il modello di calcolo si basa su quello condotto in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001 per la sezione 2.1. La presenza del sottopasso, nell'ambito delle tensioni agenti nel terreno, risulta locale, per cui sono analizzate due condizioni:

- simulata la presenza del terreno sovrastante, mentre alla base del sottopasso è schematizzata la presenza di un solettone di spessore stimato 0.5m e rigidità a lungo termine pari a 15 GPa;
- simulata la condizione della rampa.

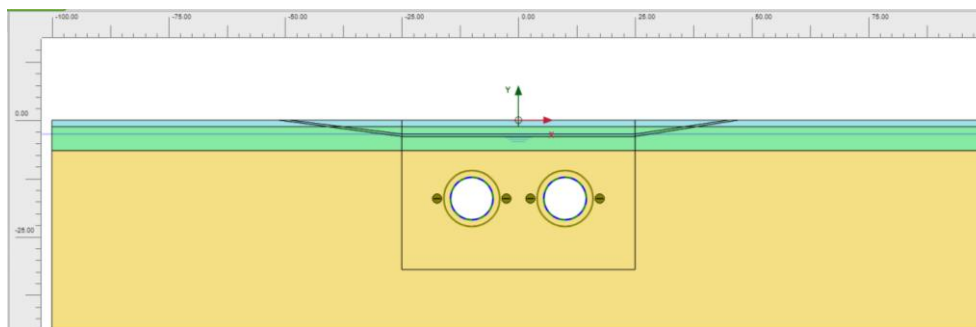


Figura 11-25: Modello di calcolo infrastruttura M

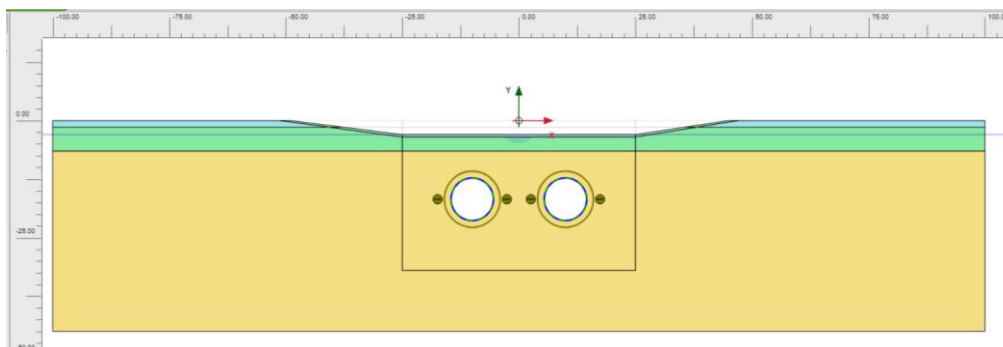


Figura 11-26: Modello di calcolo infrastruttura M con rampa

La simulazione dello scavo avviene secondo la seguente condizione

- Scavo BP attraverso contrazione corrispondente a $V_p = 1\%$ ($c_{ref} = 0.5\%$ in accordo al manuale del software al cap. "settlements due to tunnel construction", par 5.1.1);
- Scavo BD attraverso contrazione corrispondente a $V_p = 1\%$.

Modello MC

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamento verticale per le condizioni e fasi di modellazione.

Risulta chiaramente visibile che il campo di spostamento in arco rovescio risulta superiore a quello in calotta, e quindi le valutazioni attraverso il modello MC non possono essere considerate affidabili per una valutazione conservativa del campo di spostamenti indotto (a conferma di quanto già evidenziato in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001).

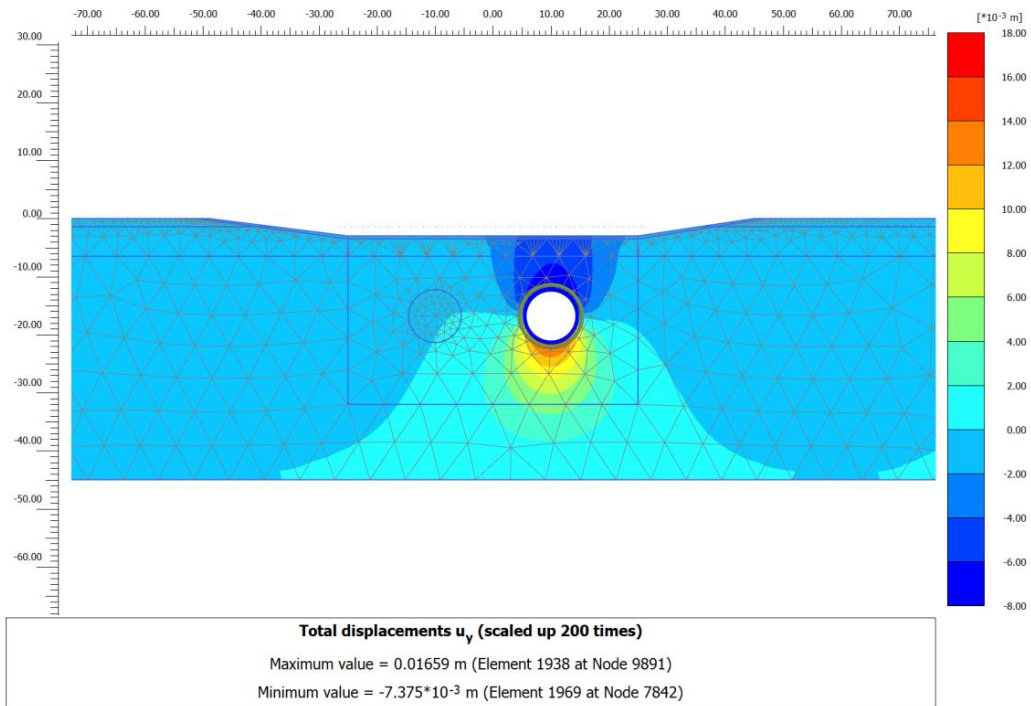


Figura 11-27: Infrastruttura M. Modello MC. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

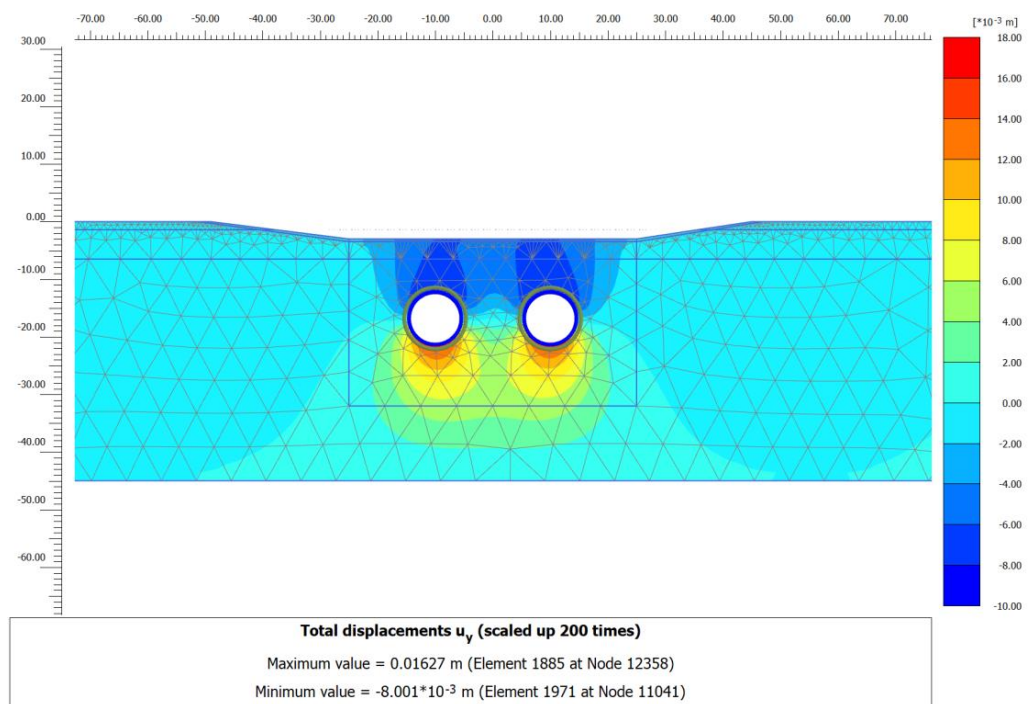


Figura 11-28: Infrastruttura M. Modello MC. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

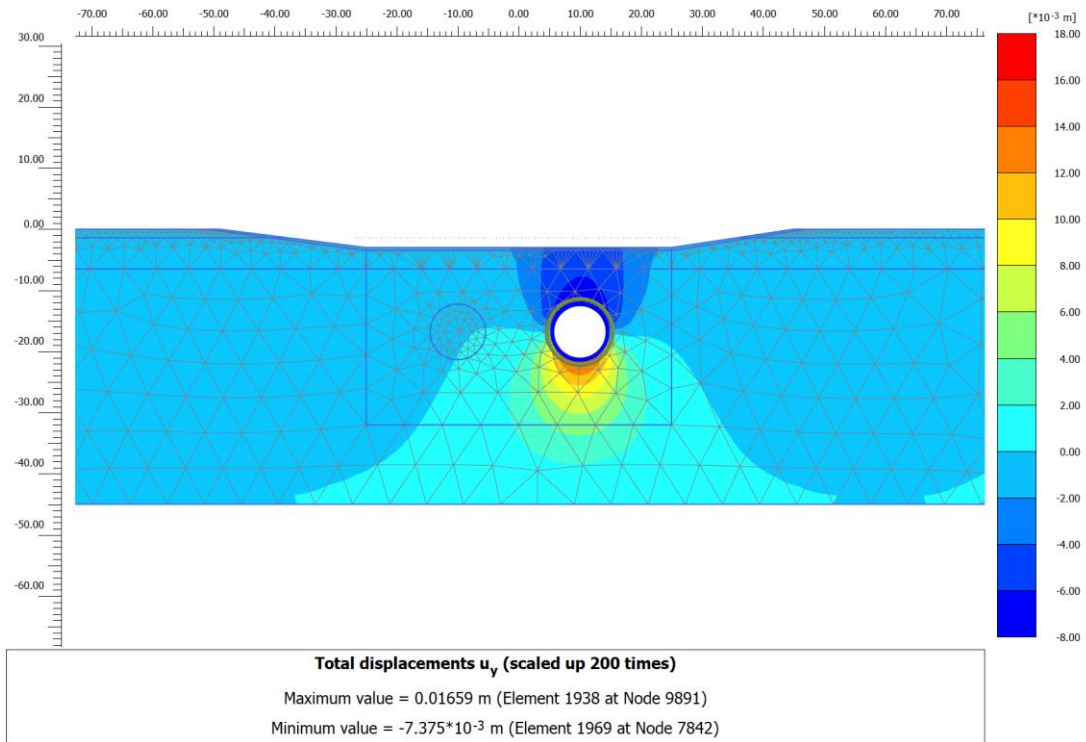


Figura 11-29: Infrastruttura M. Modello MC - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

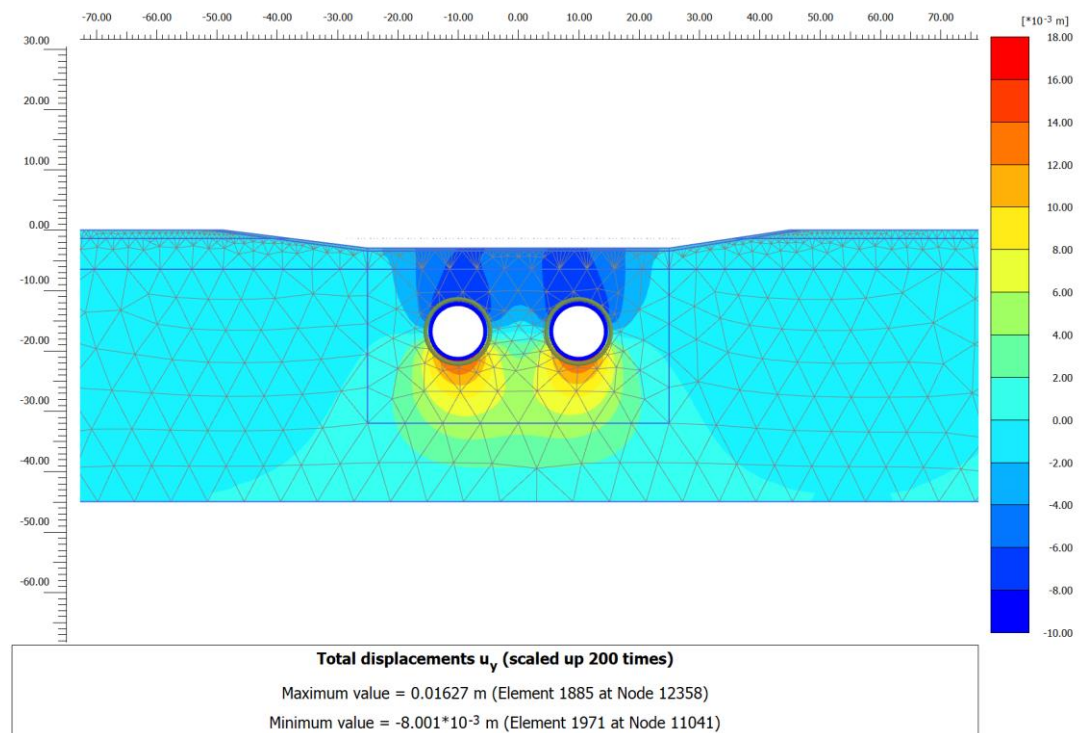


Figura 11-30 Infrastruttura M. Modello MC - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamenti e rotazioni alla base del sottopasso in esame.

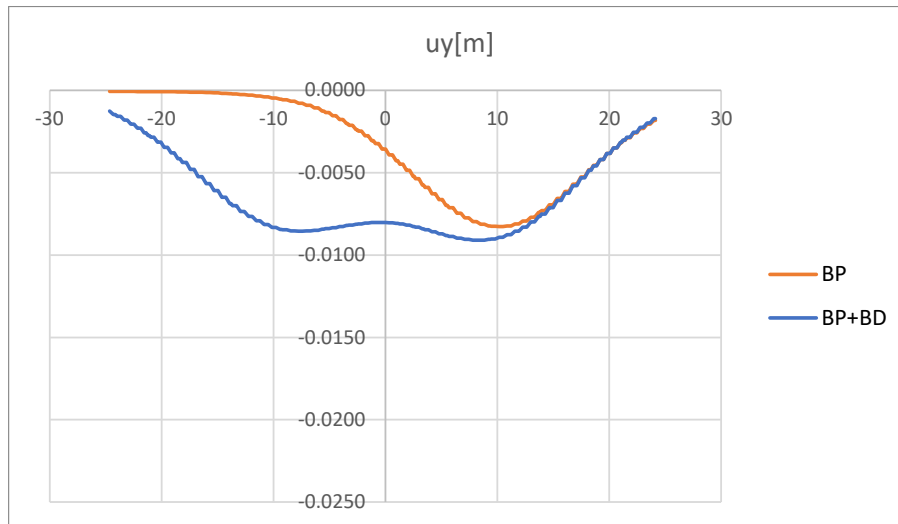


Figura 11-31: Infrastruttura M. Modello MC. Risultati. Spostamenti verticali

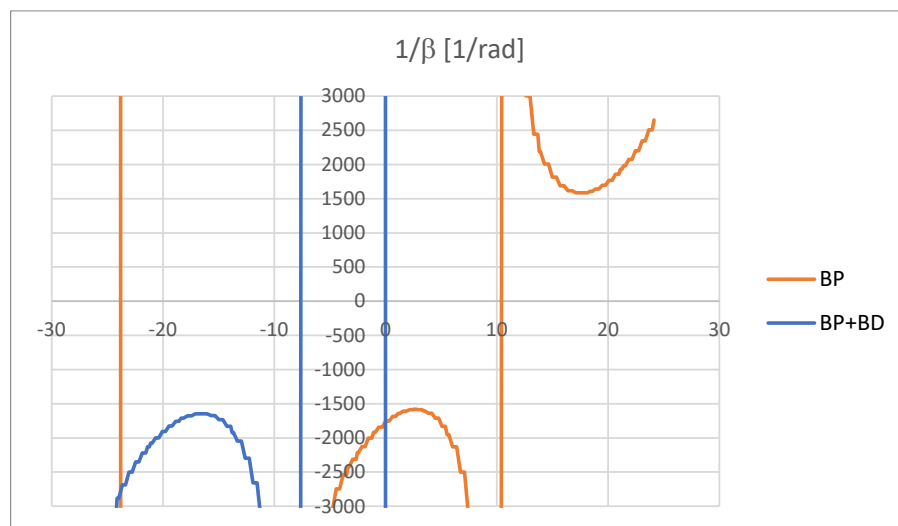


Figura 11-32: Infrastruttura M. Modello MC. Risultati. Rotazioni

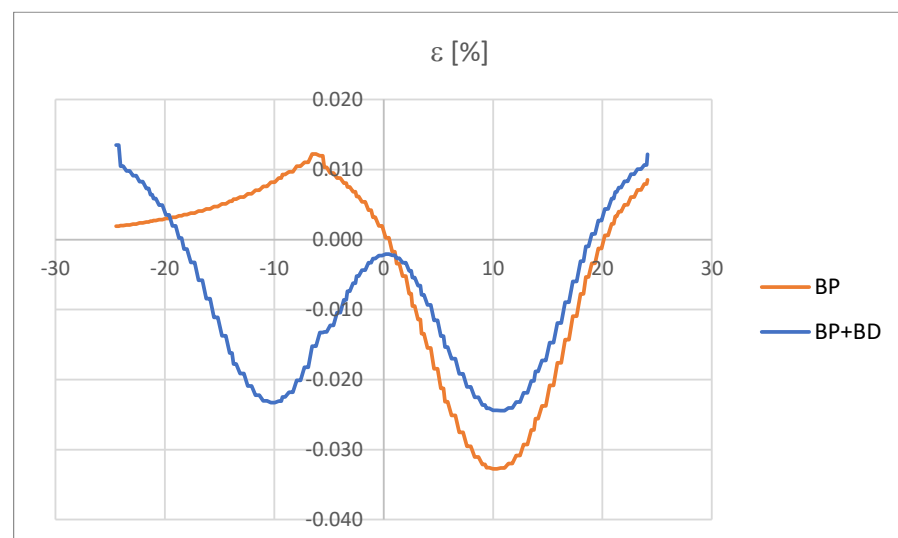


Figura 11-33: Infrastruttura M. Modello MC. Risultati. Deformazioni

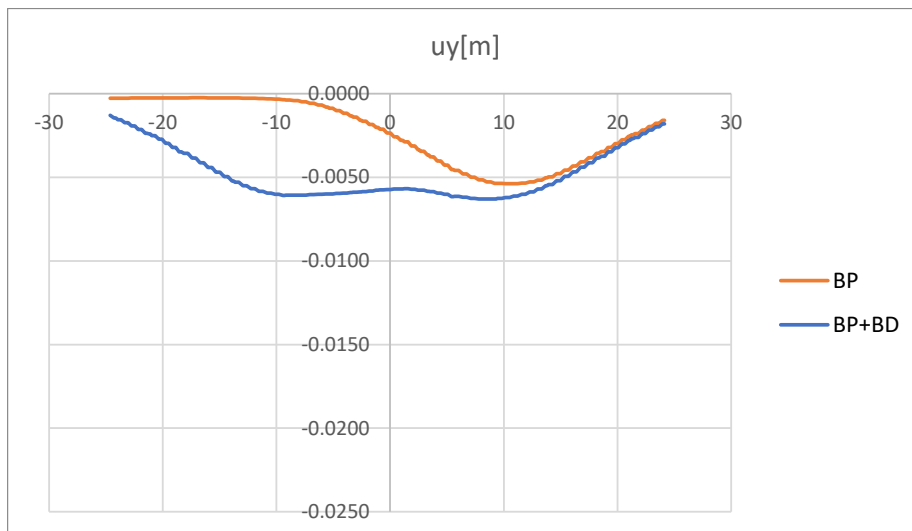


Figura 11-34: Infrastruttura M. Modello MC-rampa. Risultati. Spostamenti verticali

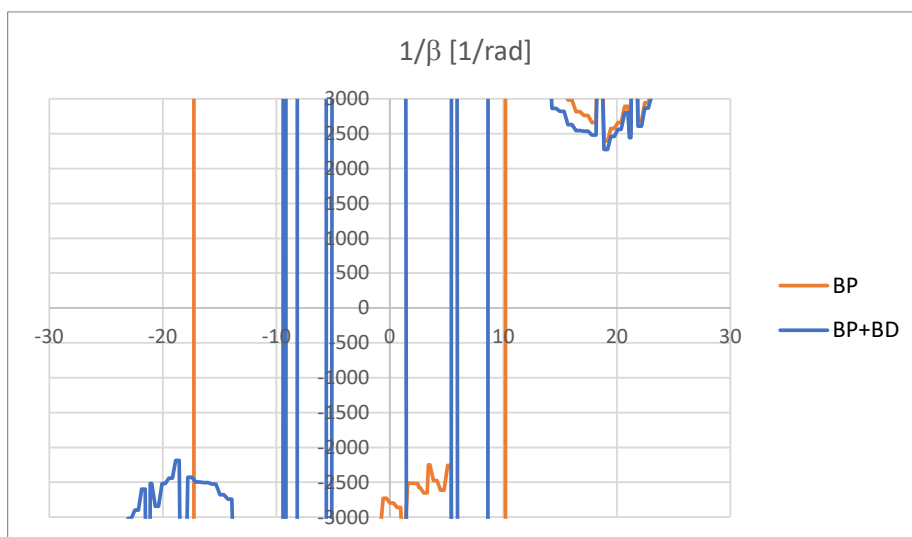


Figura 11-35: Infrastruttura M. Modello MC-rampa. Risultati. Rotazioni

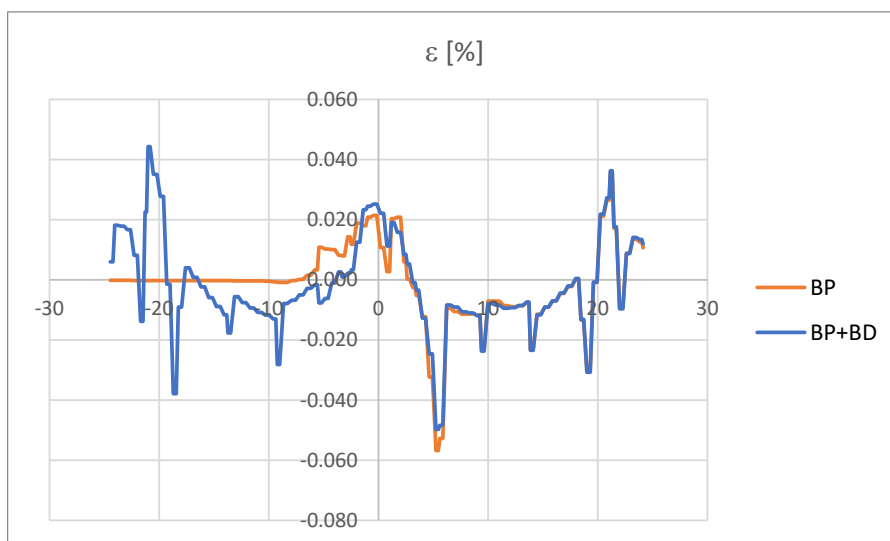


Figura 11-36: Infrastruttura M. Modello MC-rampa. Risultati. Deformazioni

Modello SS

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamento verticale per le condizioni e fasi di modellazione.

Risulta riconoscibile una condizione maggiormente realistica in merito al campo degli spostamenti, con abbassamento in calotta superiore al sollevamento alla base

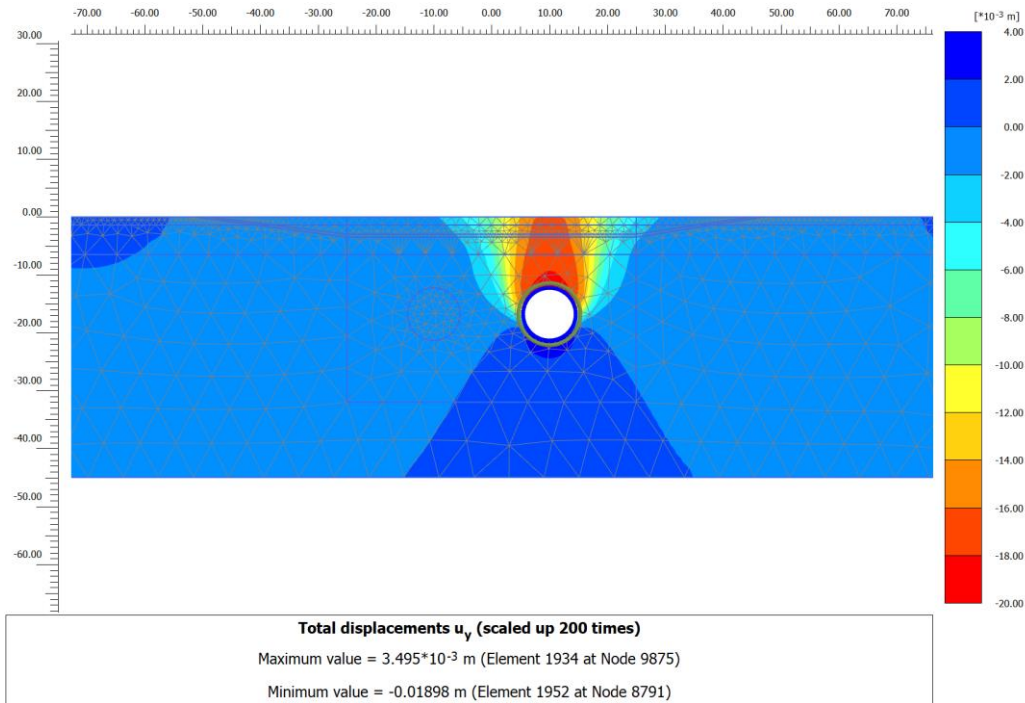


Figura 11-37: Infrastruttura M. Modello SS. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

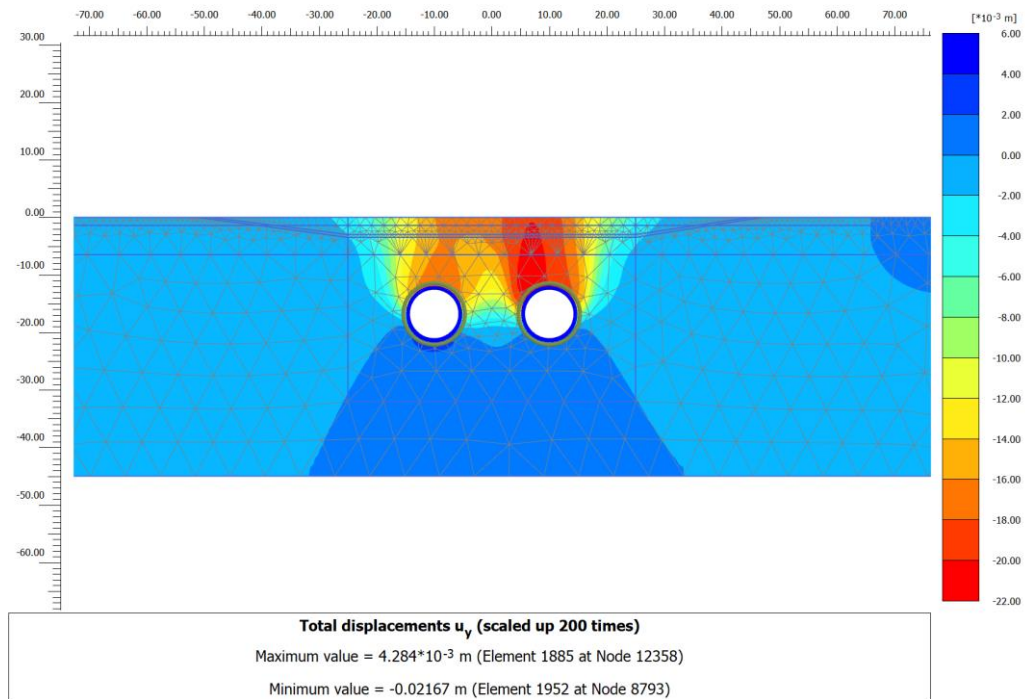


Figura 11-38: Infrastruttura M. Modello SS. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

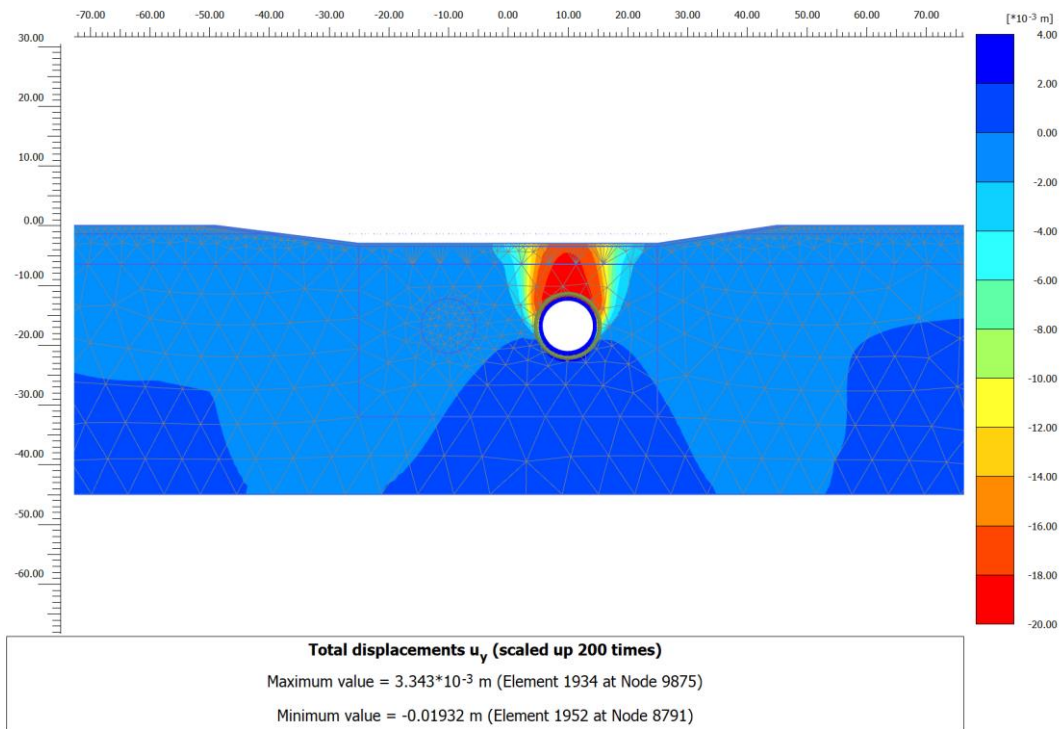


Figura 11-39: Infrastruttura M. Modello SS - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

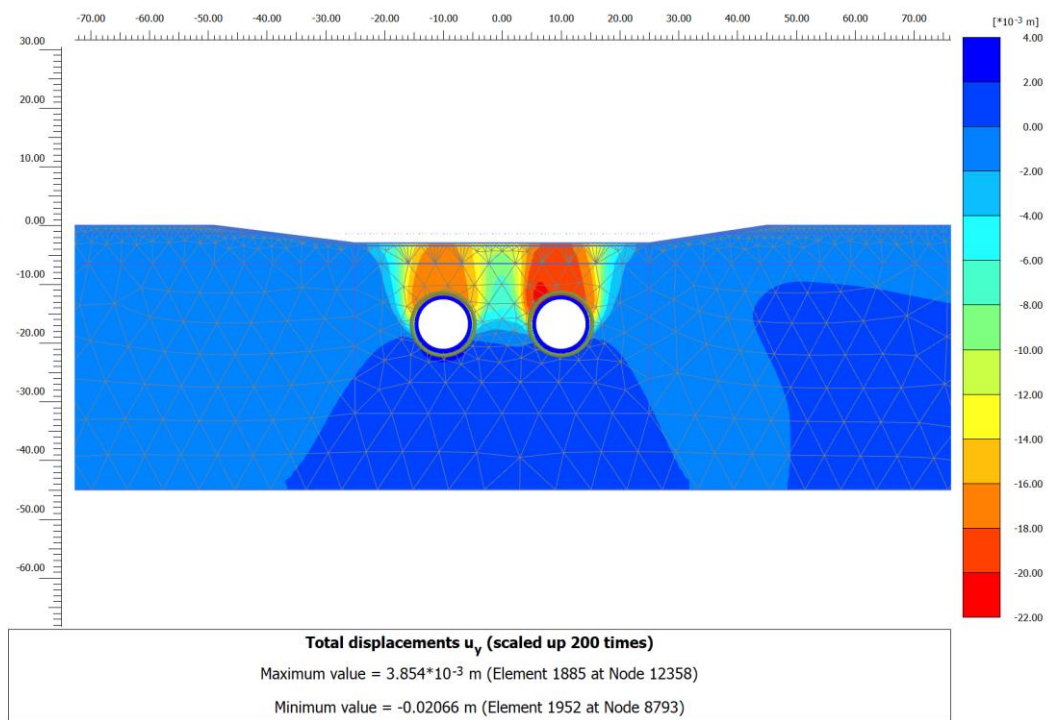


Figura 11-40 Infrastruttura M. Modello SS - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamenti e rotazioni alla base del sottopasso in esame.

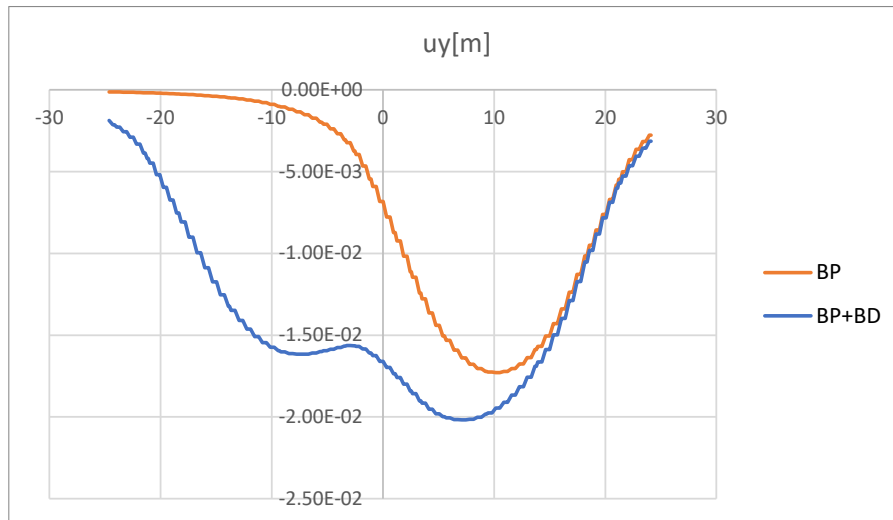


Figura 11-41: Infrastruttura M. Modello SS. Risultati. Spostamenti verticali

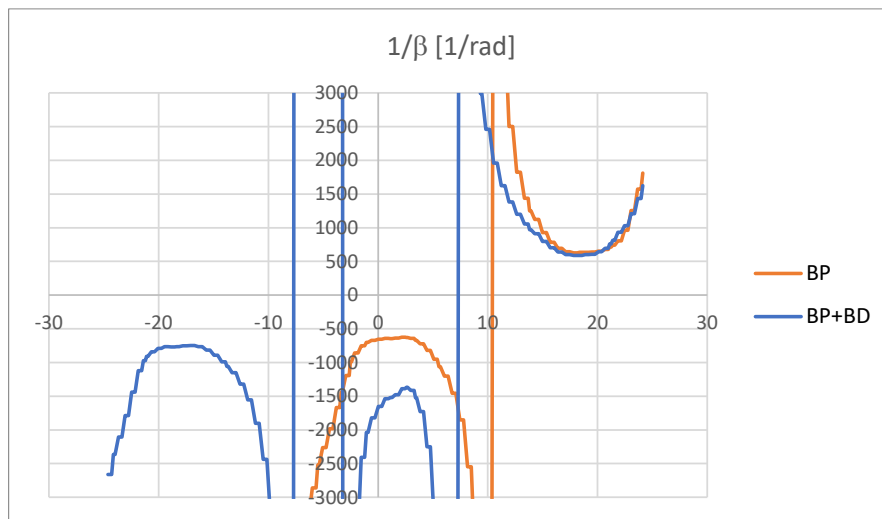


Figura 11-42: Infrastruttura M. Modello SS. Risultati. Rotazioni

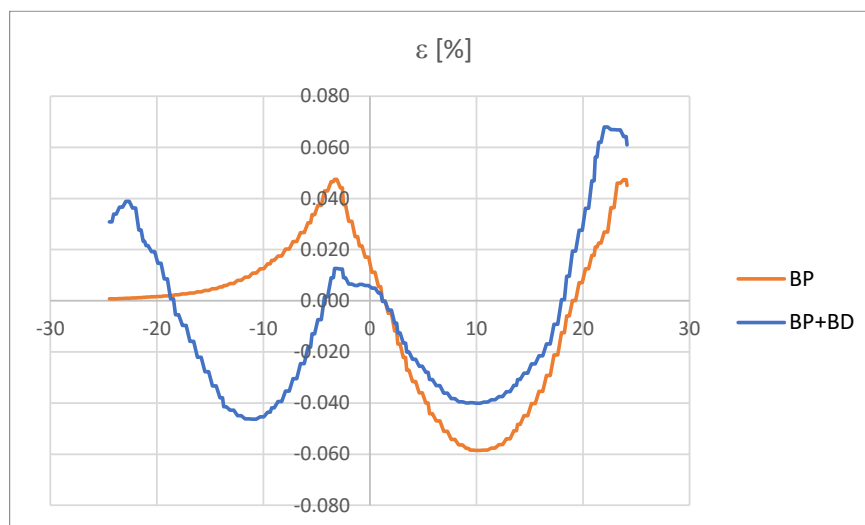


Figura 11-43: Infrastruttura M. Modello SS-rampa. Risultati. Deformazioni

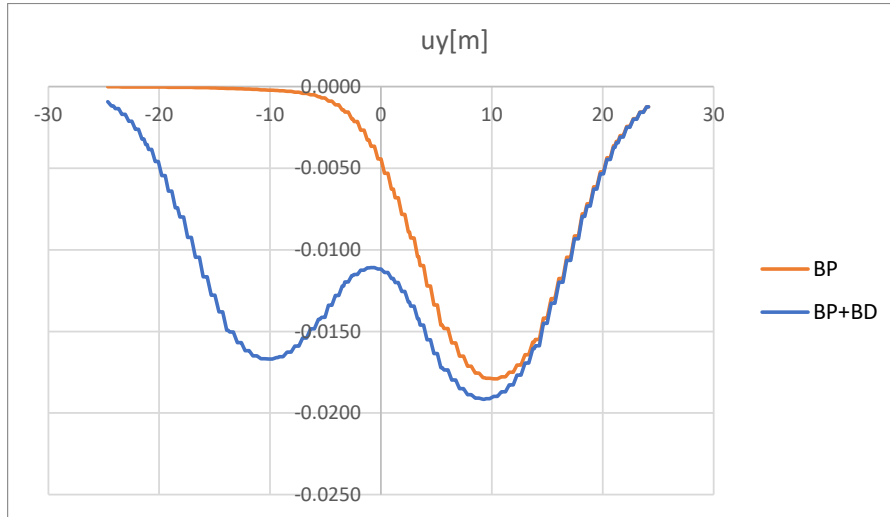


Figura 11-44: Infrastruttura M. Modello SS-rampa. Risultati. Spostamenti verticali

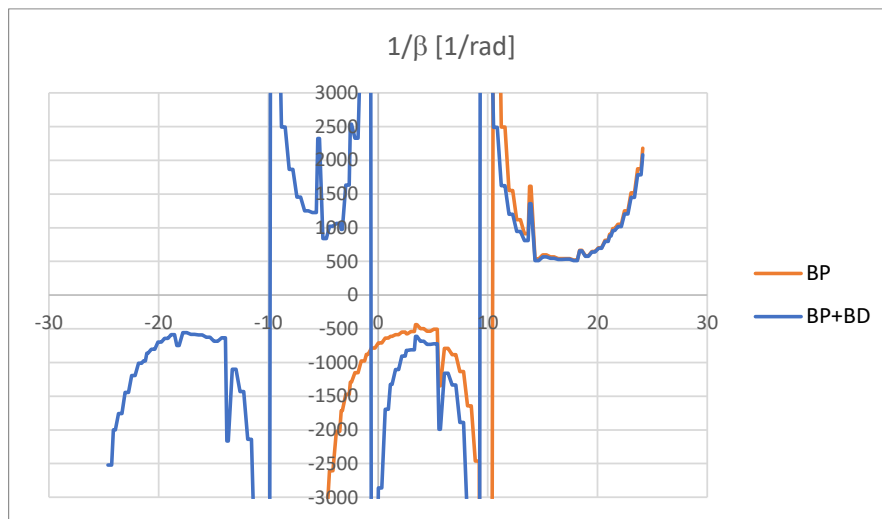


Figura 11-45: Infrastruttura M. Modello SS-rampa. Risultati. Rotazioni

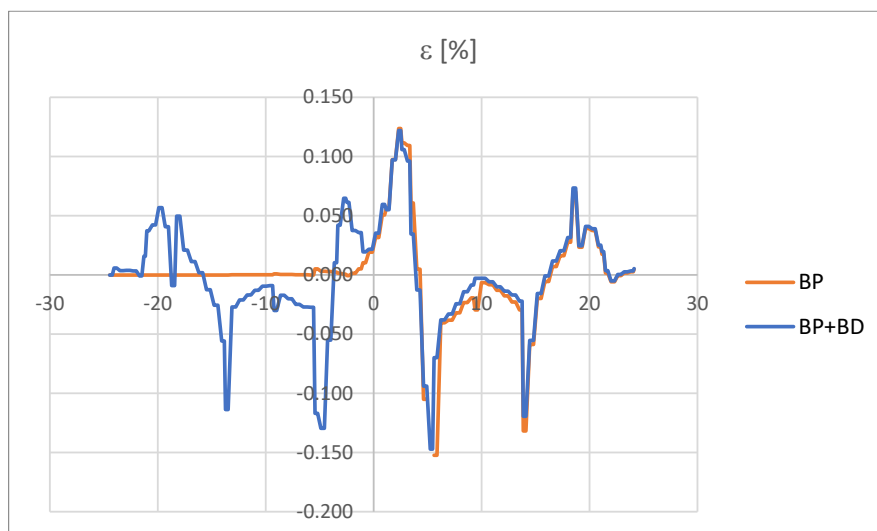


Figura 11-46: Infrastruttura M. Modello SS-rampa. Risultati. Deformazioni

11.3. INFRASTRUTTURA A

L'infrastruttura A risulta localizzata alla pk 6+040.

In accordo al documento NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001, la condizione geologica risulta afferente alla tratta

- Zona 2: dalla progr. 6,524 alla progr. 5,354

e corrisponde ad una caratterizzazione di dettaglio descritta nella tabella seguente nella tabella seguente.

stratigrafia di calcolo		γ	c'	ϕ'	E	k_0	G_0 $E/2/(1+\nu)^*10$	G_0 da DH	G_0 design	$\gamma_{0.7}$	k_0 NC
(m)	(terreno)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)	-	(MPa)	(MPa)	(MPa)	[%]	[-]
0 – 1.7	riporti	19	0	30	30	0.500	115	77	77	0.01	0.500
1.7 – 8.9	SA gran	20	0	35	85	0.426	327	326	326	0.01	0.426
> 8.9	SF coh	19	3	27	100	0.546	385	310	310	0.06	0.546

Tabella 11-3 Caratterizzazione geotecnica di dettaglio nell'area dell'Infrastruttura A

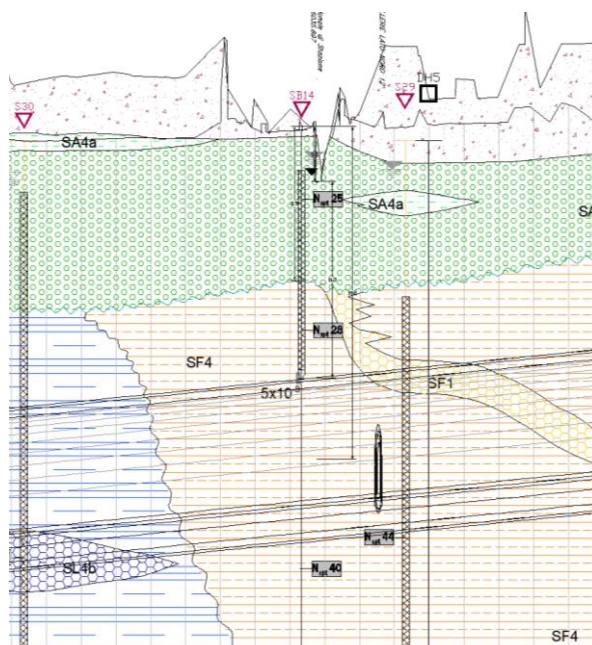


Figura 11-47 Sezione Infrastruttura A

Il modello di calcolo si basa su quello condotto in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001 per la sezione 2.1. La presenza del sottopasso, nell'ambito delle tensioni agenti nel terreno, risulta locale, per cui sono analizzate due condizioni:

- simulata la presenza del terreno sovrastante, mentre alla base del sottopasso è schematizzata la presenza di un solettone di spessore stimato 0.6m e rigidezza a lungo termine pari a 15 GPa;
- simulata la condizione della rampa.

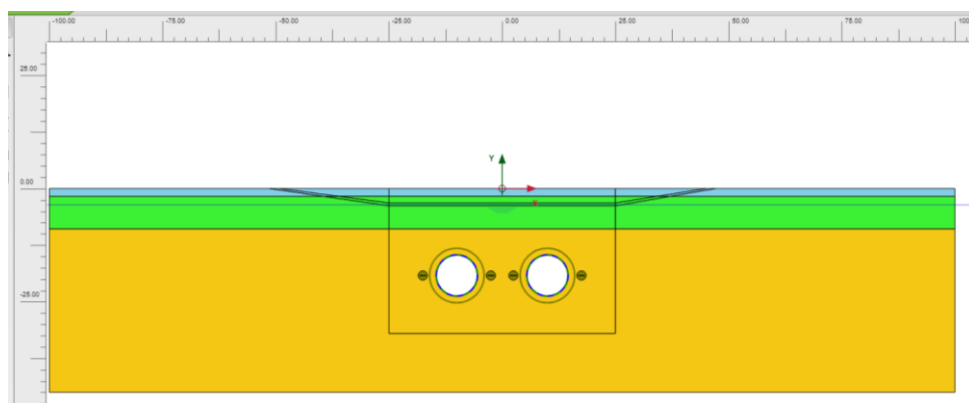


Figura 11-48: Modello di calcolo Infrastruttura A

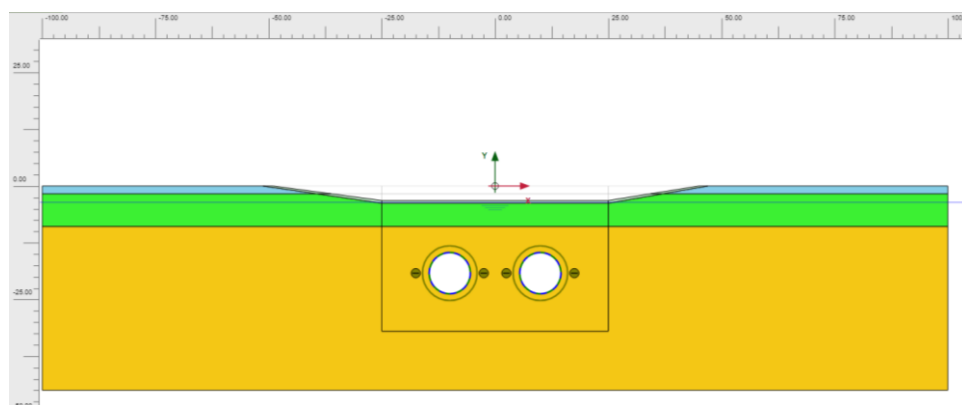


Figura 11-49: Modello di calcolo Infrastruttura A con rampa

La simulazione dello scavo avviene secondo la seguente condizione

- Scavo BP attraverso contrazione corrispondente a $V_p = 1\%$ ($c_{ref} = 0.5\%$ in accordo al manuale del software al cap. "settlements due to tunnel construction", par 5.1.1);
- Scavo BD attraverso contrazione corrispondente a $V_p = 1\%$.

Modello MC

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamento verticale per le condizioni e fasi di modellazione.

Risulta chiaramente visibile che il campo di spostamento in arco rovescio risulta superiore a quello in calotta, e quindi le valutazioni attraverso il modello MC non possono essere considerate affidabili per una valutazione conservativa del campo di spostamenti indotto (a conferma di quanto già evidenziato in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001).

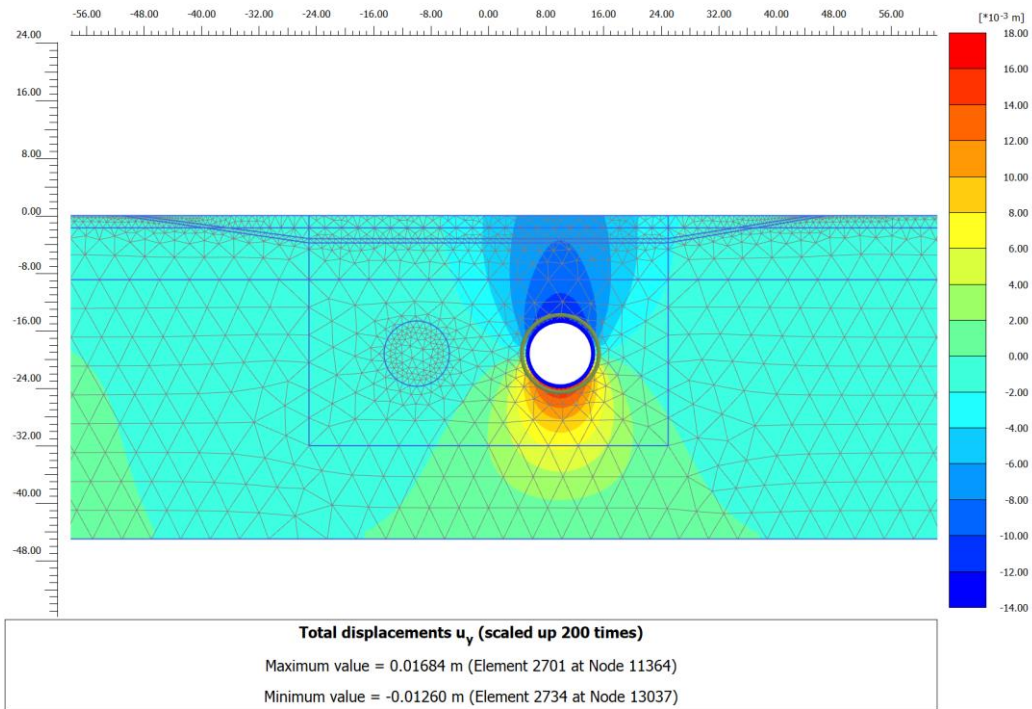


Figura 11-50: Infrastruttura A. Modello MC. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

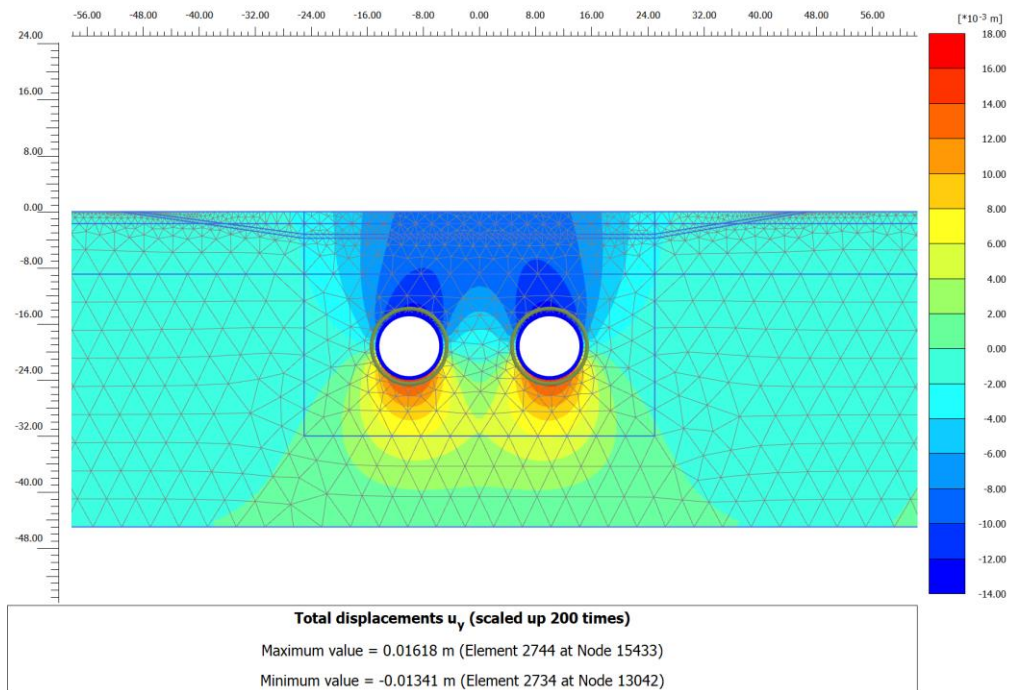


Figura 11-51: Infrastruttura A. Modello MC. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

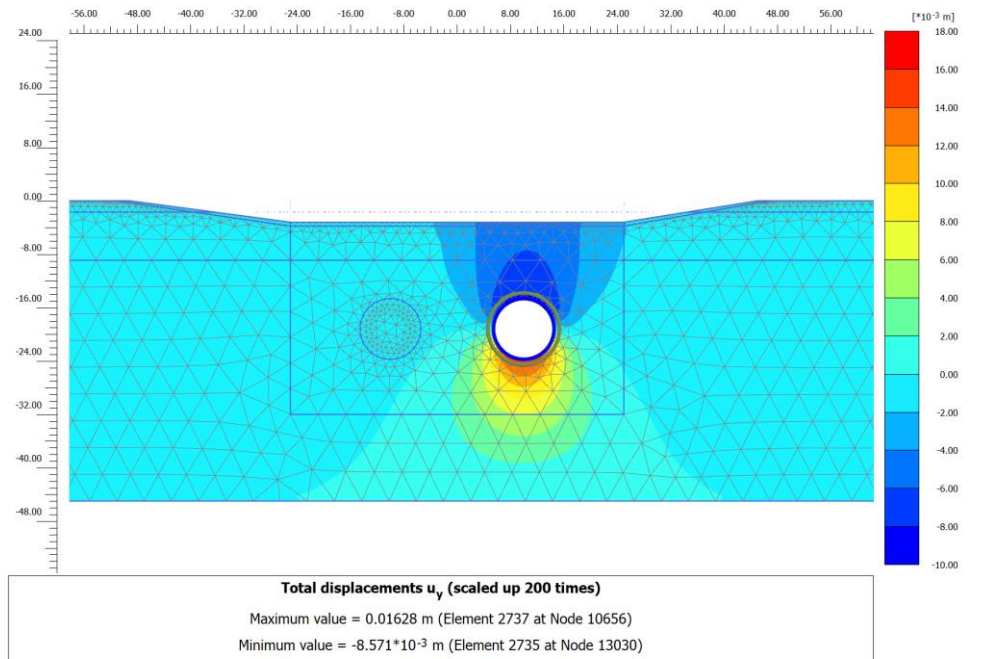


Figura 11-52: Infrastruttura A. Modello MC - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

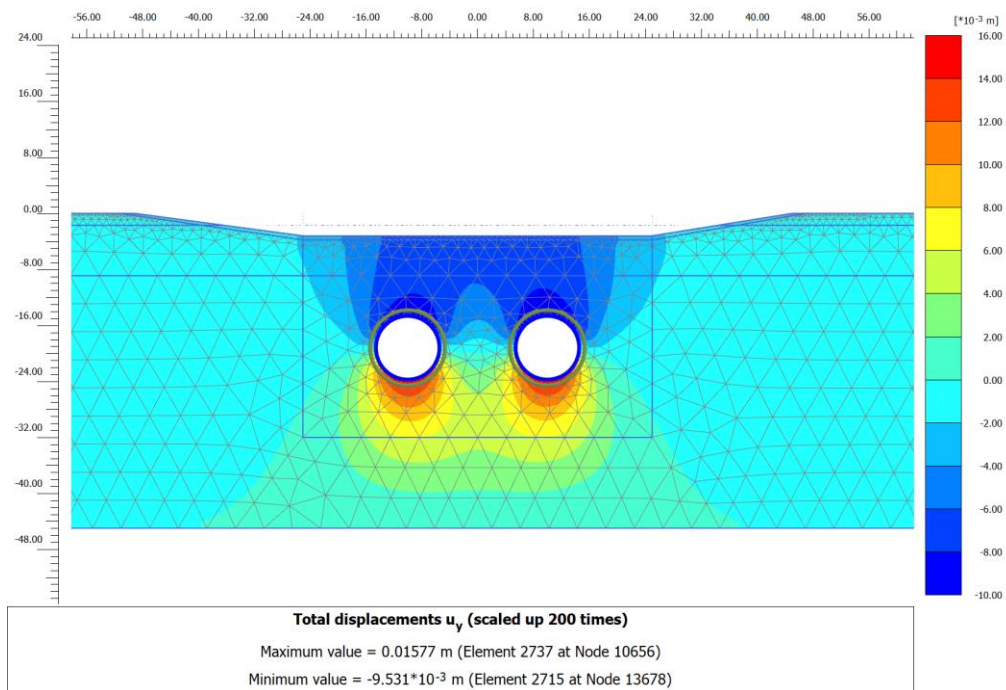


Figura 11-53 Infrastruttura A. Modello MC - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamenti e rotazioni alla base del sottopasso in esame.

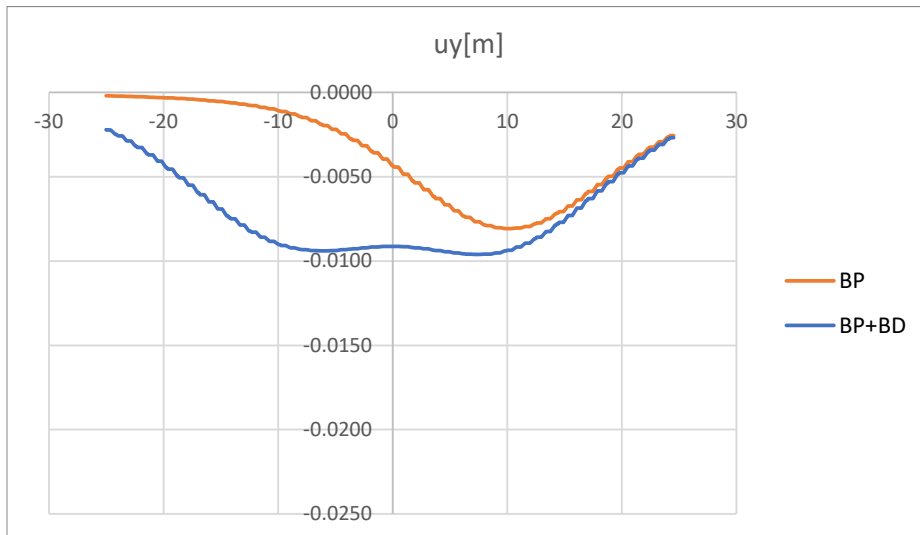


Figura 11-54: Infrastruttura A. Modello MC. Risultati. Spostamenti verticali

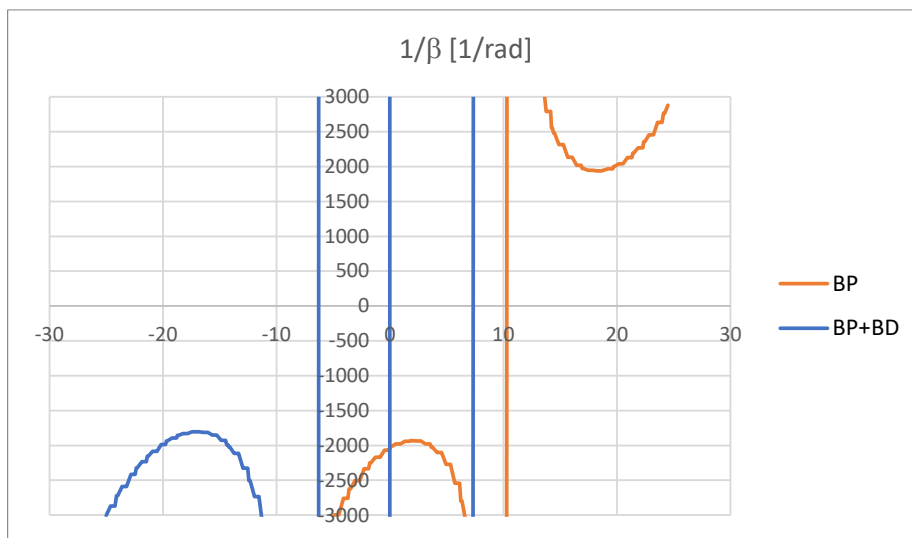


Figura 11-55: Infrastruttura A. Modello MC. Risultati. Rotazioni

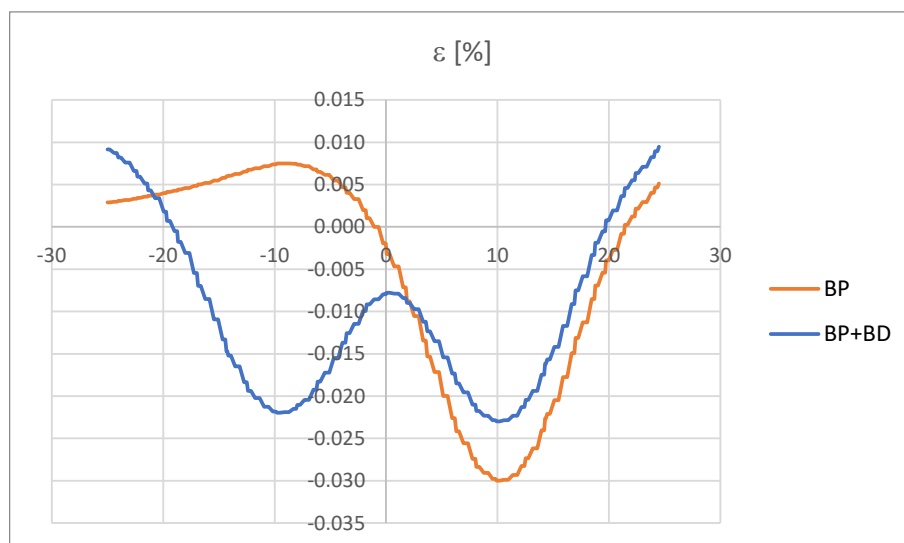


Figura 11-56: Infrastruttura A. Modello MC. Risultati. Rotazioni

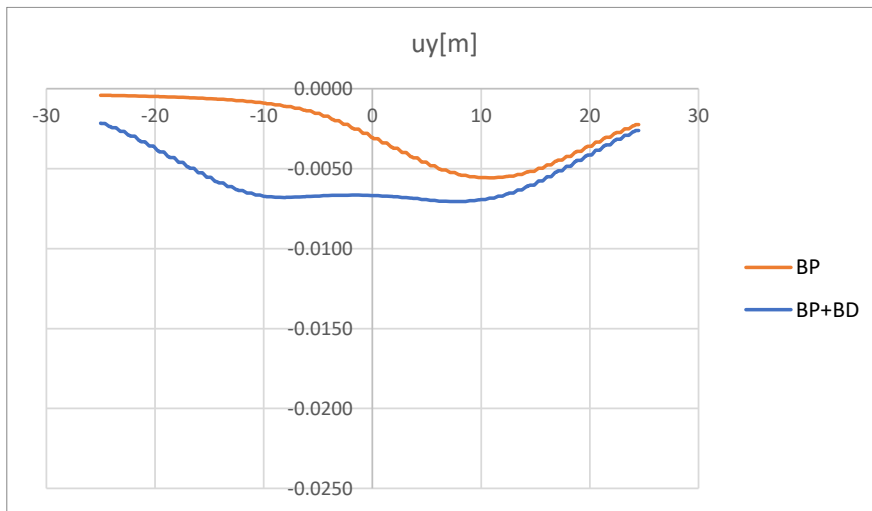


Figura 11-57: Infrastruttura A. Modello MC-rampa. Risultati. Spostamenti verticali

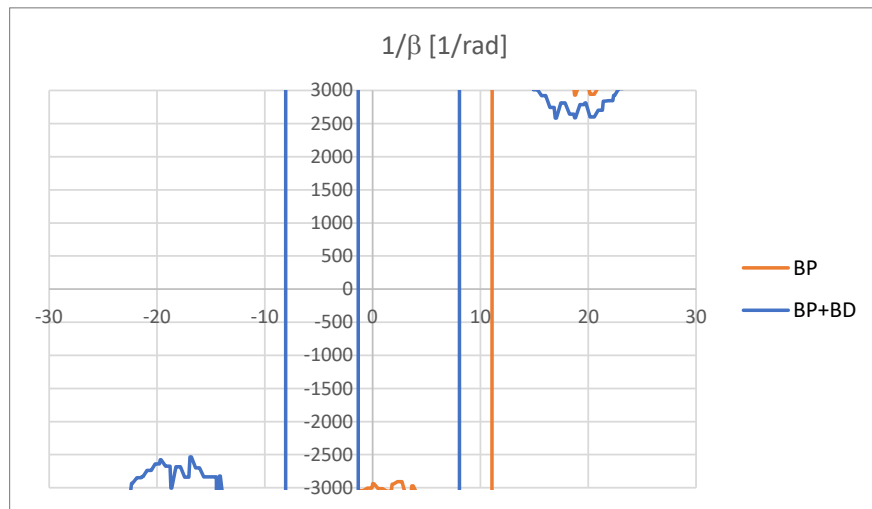


Figura 11-58: Infrastruttura A. Modello MC-rampa. Risultati. Rotazioni

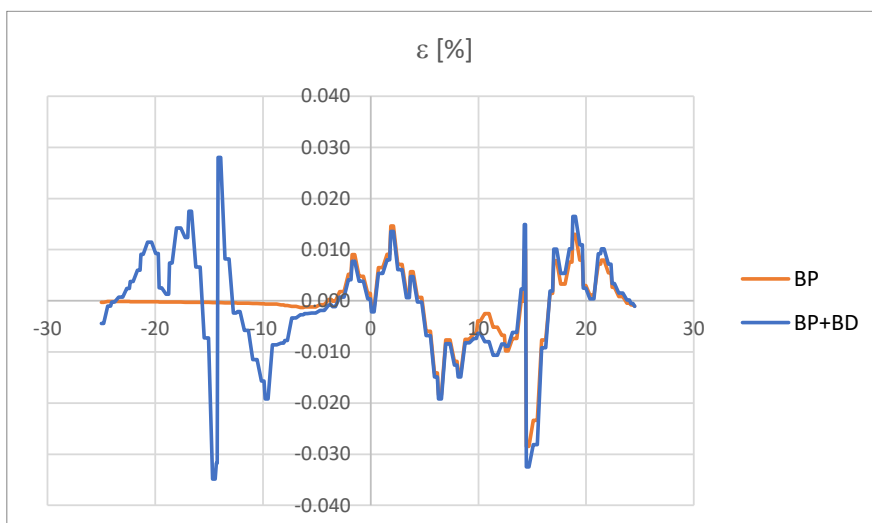


Figura 11-59: Infrastruttura A. Modello MC-rampa. Risultati. Rotazioni

Modello SS

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamento verticale per le condizioni e fasi di modellazione.

Risulta riconoscibile una condizione maggiormente realistica in merito al campo degli spostamenti, con abbassamento in calotta superiore al sollevamento alla base

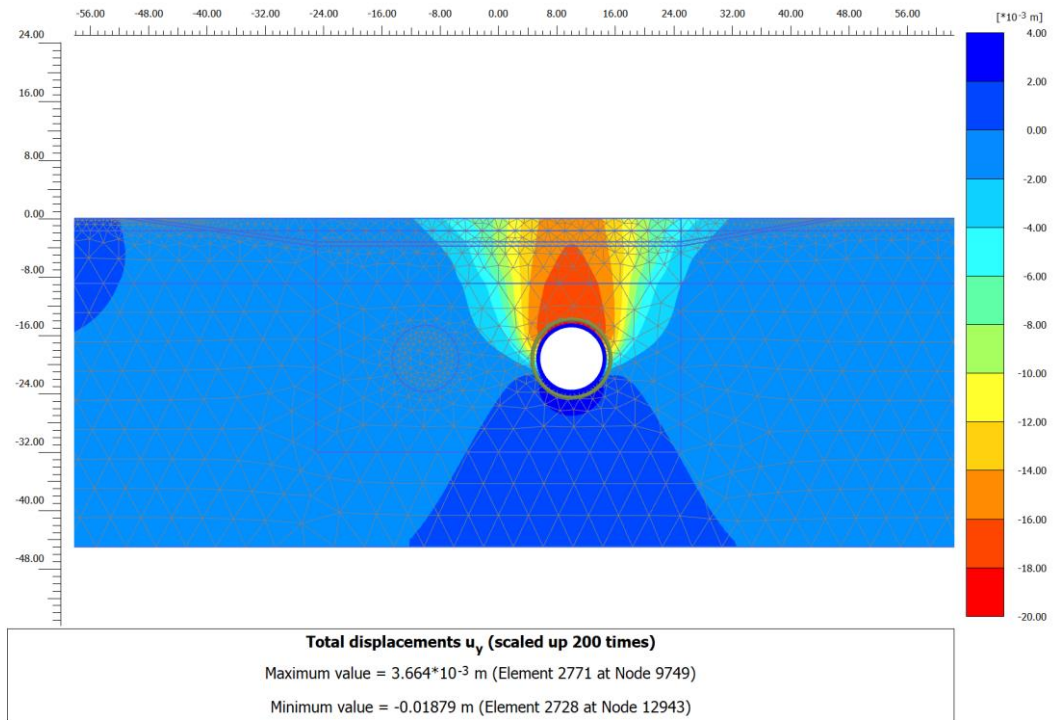


Figura 11-60: Infrastruttura A. Modello SS. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

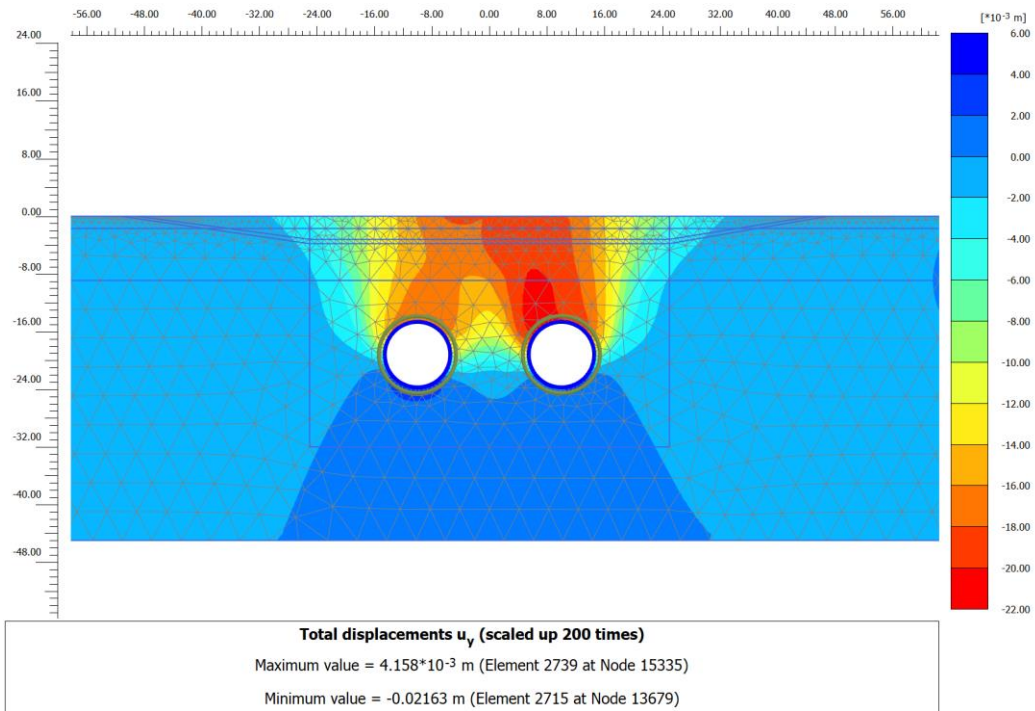


Figura 11-61: Infrastruttura A. Modello SS. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

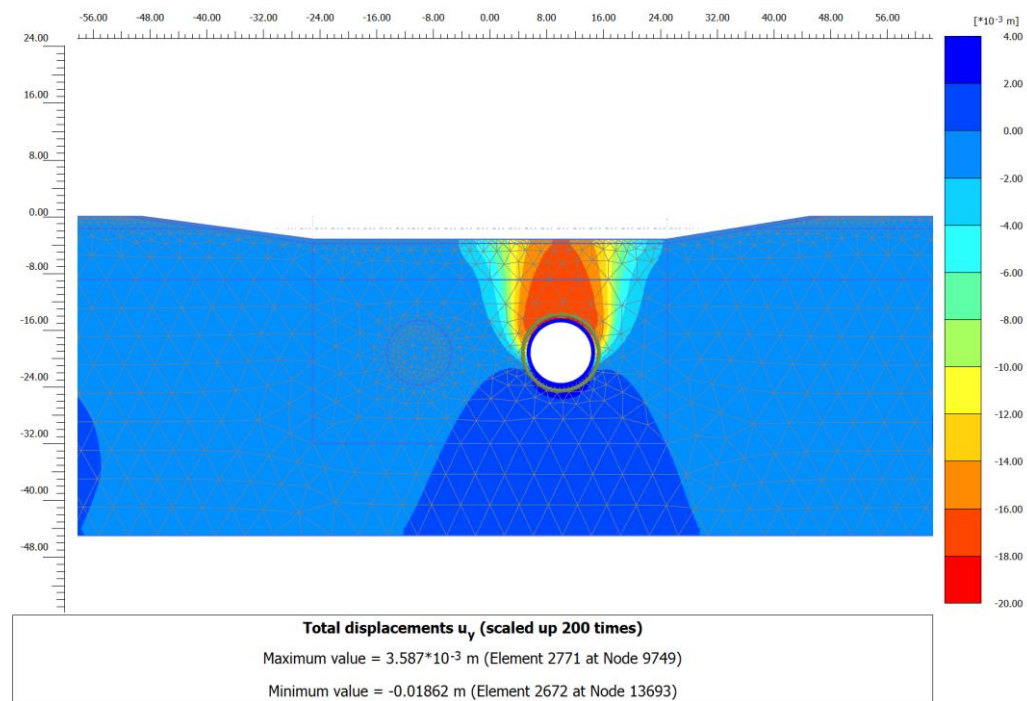


Figura 11-62: Infrastruttura A. Modello SS - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

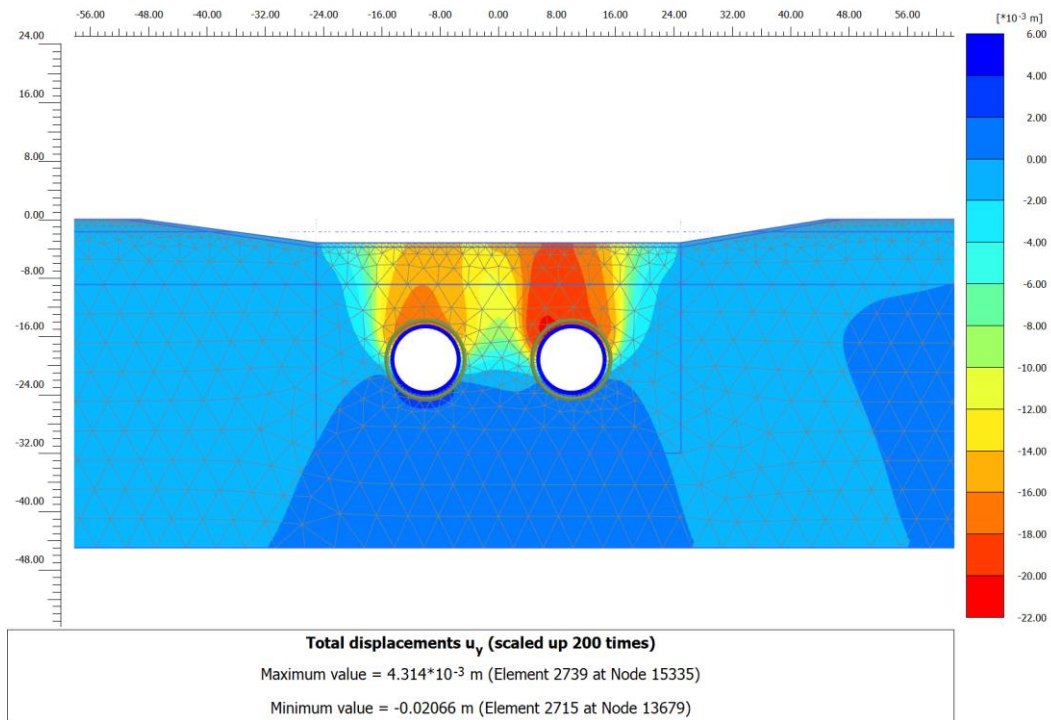


Figura 11-63 Infrastruttura A. Modello SS - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamenti e rotazioni alla base del sottopasso in esame.

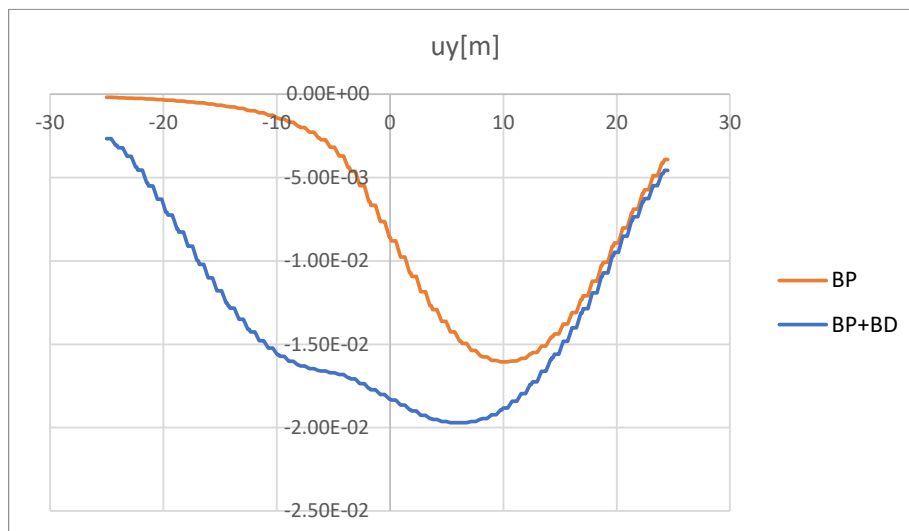


Figura 11-64: Infrastruttura A. Modello SS. Risultati. Spostamenti verticali

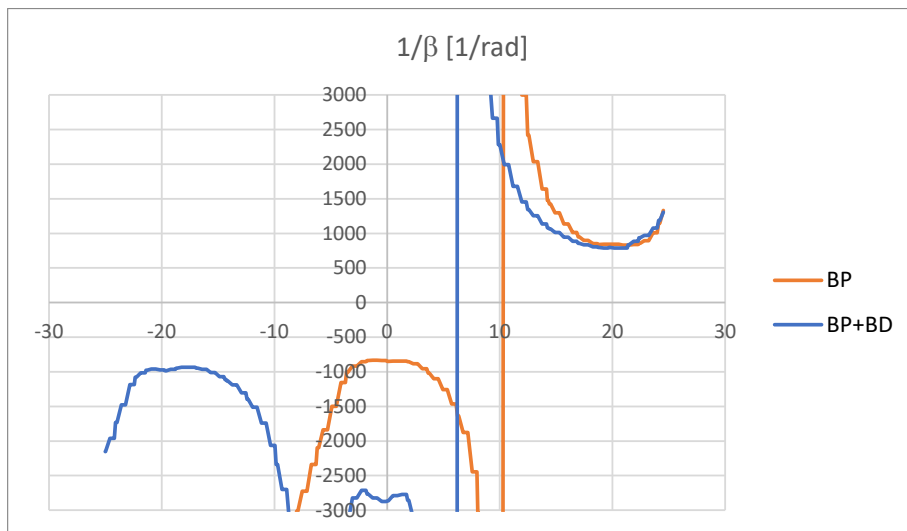


Figura 11-65: Infrastruttura A. Modello SS. Risultati. Rotazioni

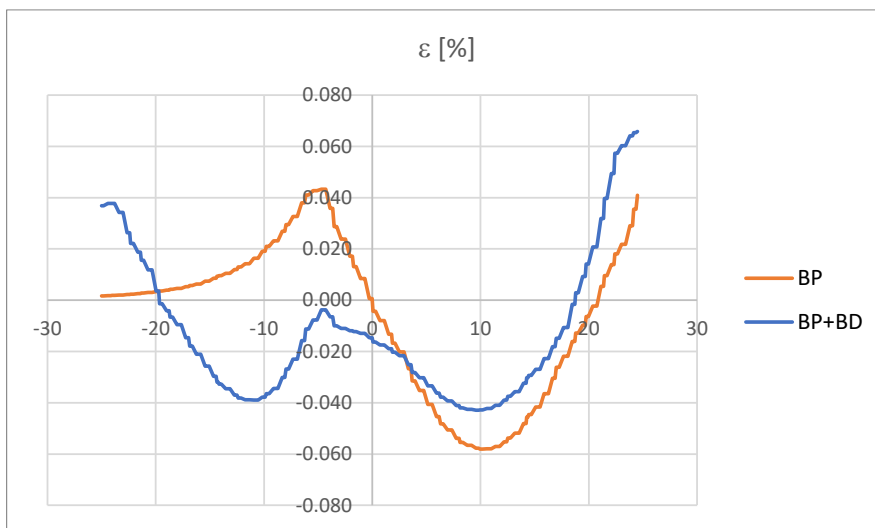


Figura 11-66: Infrastruttura A. Modello SS. Risultati. Deformazioni

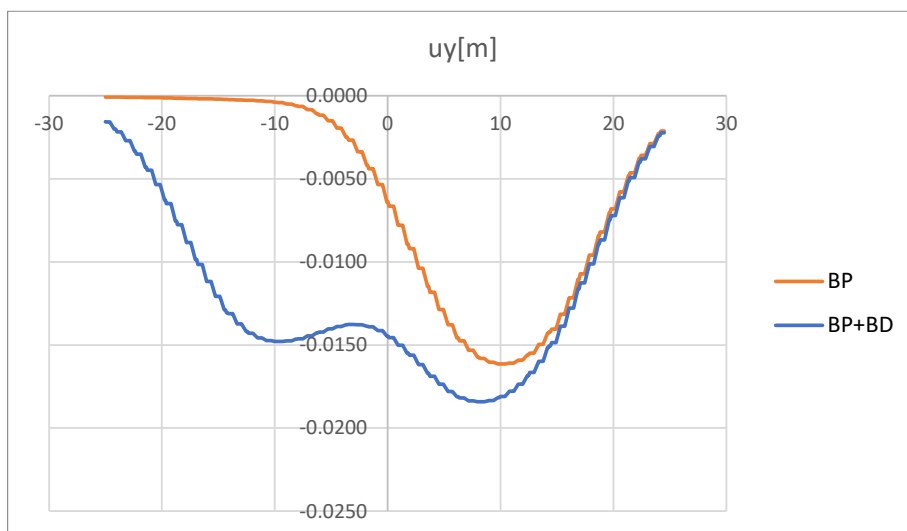


Figura 11-67: Infrastruttura A. Modello SS-rampa. Risultati. Spostamenti verticali

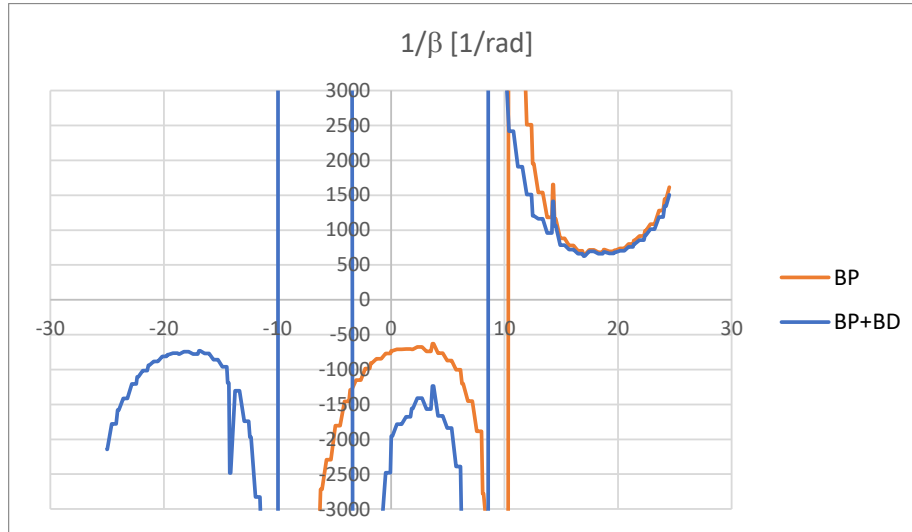


Figura 11-68: Infrastruttura A. Modello SS-rampa. Risultati. Rotazioni

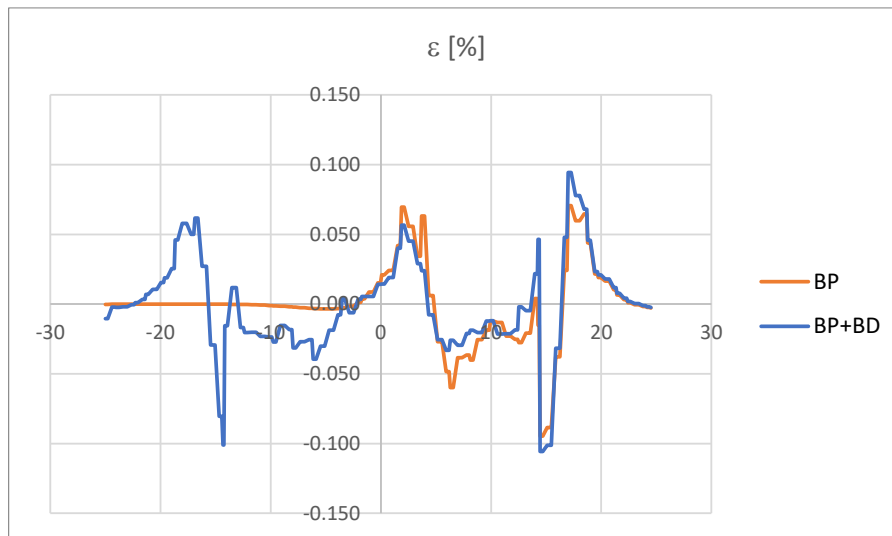


Figura 11-69: Infrastruttura A. Modello SS-rampa. Risultati. Deformazioni

11.4. INFRASTRUTTURA L

L'infrastruttura L risulta localizzata alla pk 5+800.

In accordo al documento NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001, la condizione geologica risulta afferente alla tratta

- Zona 2: dalla progr. 6,524 alla progr. 5,354

e corrisponde ad una caratterizzazione di dettaglio descritta nella tabella seguente nella tabella seguente.

stratigrafia di calcolo		γ	c'	ϕ'	E	k_0	G_0 $E/2/(1+\nu)^*10$	G_0 da DH	G_0 design	γ 0.7	k_0 NC
(m)	(terreno)	(kN/m ³)	(kPa)	(°)	(MPa)	-	(MPa)	(MPa)	(MPa)	[%]	[-]
0 – 1.7	riporti	19	0	30	30	0.500	115	77	77	0.01	0.500
1.7 – 9.3	SA gran	20	0	35	85	0.426	327	326	326	0.01	0.426
> 9.3	SF coh	19	3	27	100	0.546	385	310	310	0.06	0.546

Tabella 11-4 Caratterizzazione geotecnica di dettaglio nell'area dell'infrastruttura L

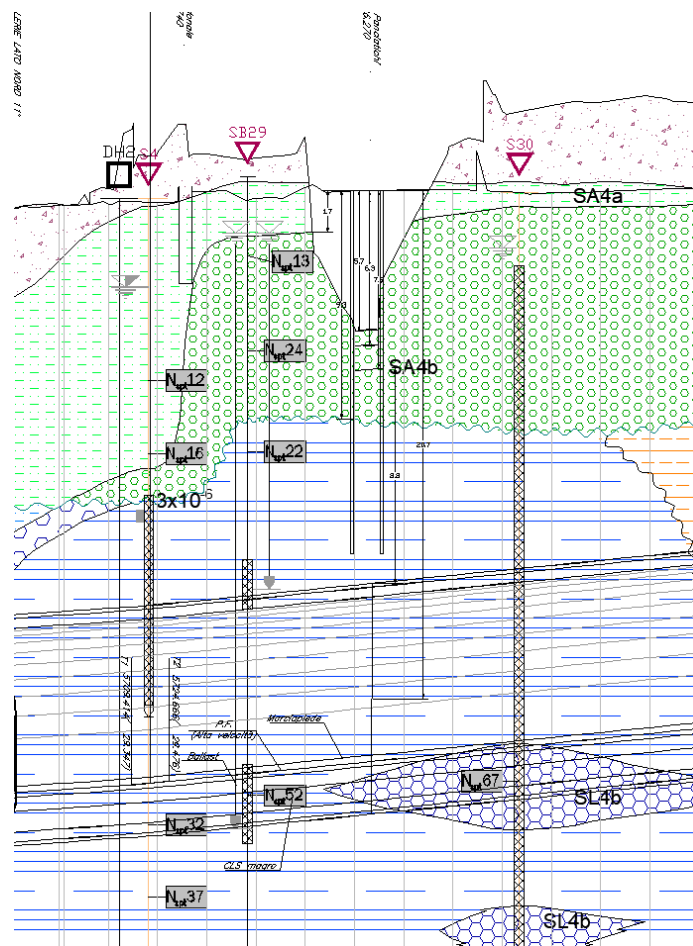


Figura 11-70 Sezione Infrastruttura L

Il modello di calcolo si basa su quello condotto in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001 per la sezione 2.1. La presenza del sottopasso, nell'ambito delle tensioni agenti nel terreno, risulta locale, per cui sono analizzate due condizioni:

- simulata la presenza del terreno sovrastante, mentre alla base del sottopasso è schematizzata la presenza di un solettone di spessore stimato 1m e rigidezza a lungo termine pari a 15 GPa;
- simulata la condizione della rampa.

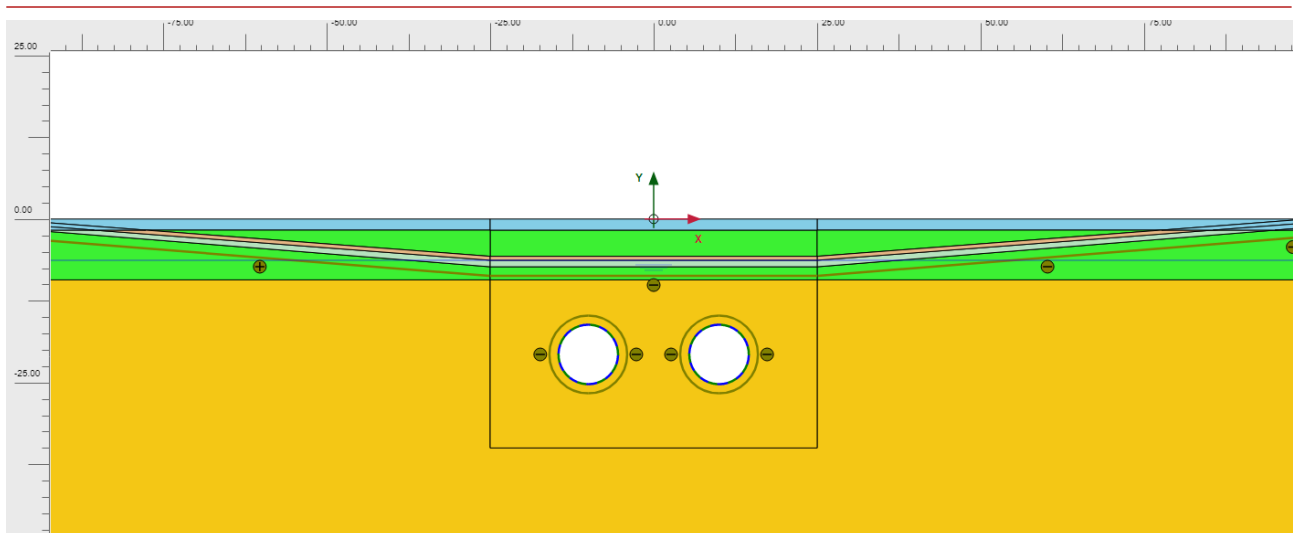


Figura 11-71: Modello di calcolo infrastruttura L

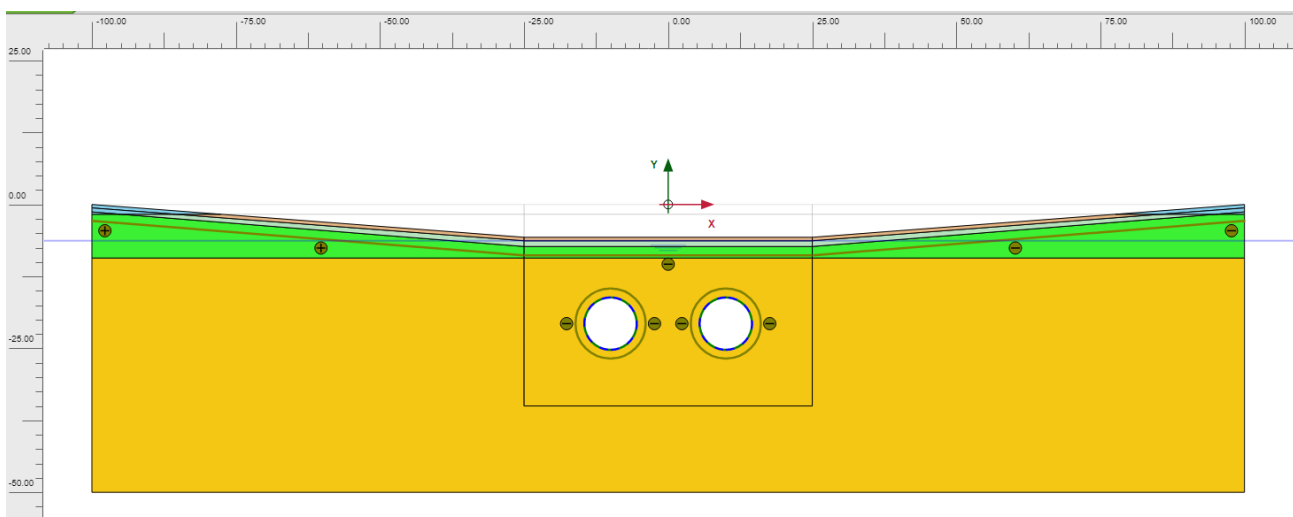


Figura 11-72: Modello di calcolo infrastruttura L con rampa

La simulazione dello scavo avviene secondo la seguente condizione

- Scavo BP attraverso contrazione corrispondente a $V_p=1\%$ ($c_{ref}=0.5\%$ in accordo al manuale del software al cap. "settlements due to tunnel construction", par 5.1.1);
- Scavo BD attraverso contrazione corrispondente a $V_p=1\%$.

Modello MC

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamento verticale per le condizioni e fasi di modellazione.

Risulta chiaramente visibile che il campo di spostamento in arco rovescio risulta superiore a quello in calotta, e quindi le valutazioni attraverso il modello MC non possono essere considerate affidabili per una valutazione conservativa del campo di spostamenti indotto (a conferma di quanto già evidenziato in NF1W.00.E.ZZ.CL.GN0100.001).

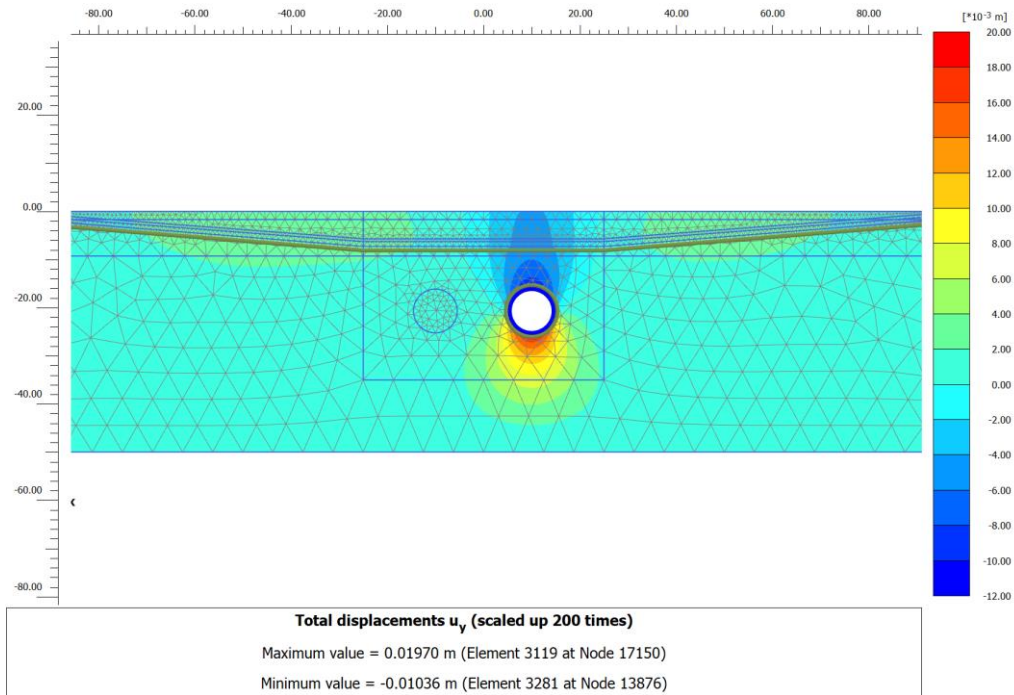


Figura 11-73: Infrastruttura L. Modello MC. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

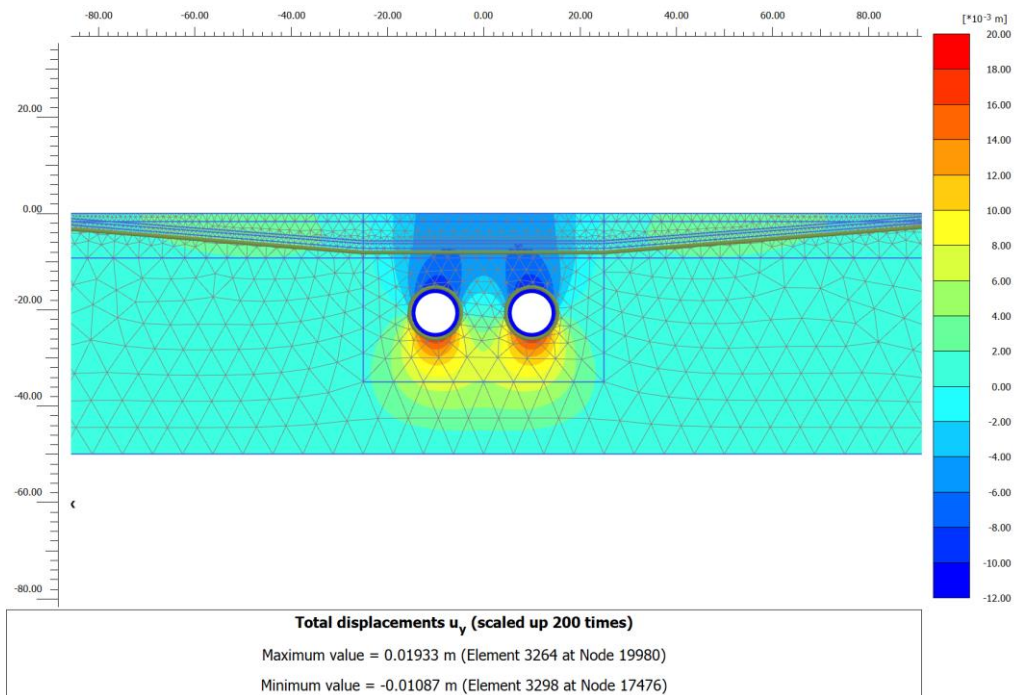


Figura 11-74: Infrastruttura L. Modello MC. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

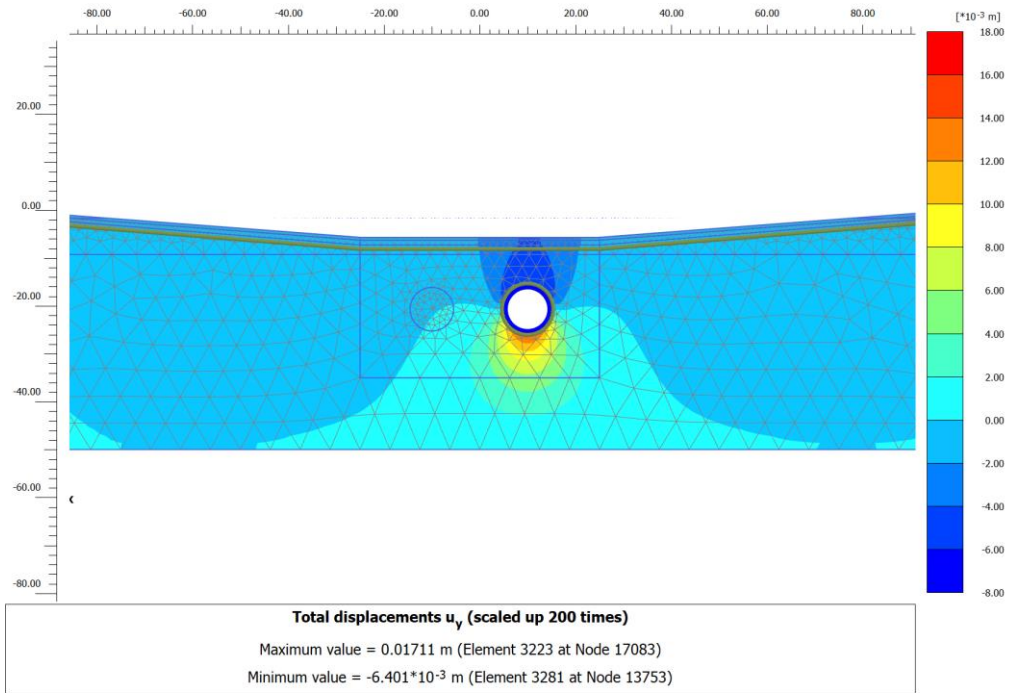


Figura 11-75: Infrastruttura L. Modello MC - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

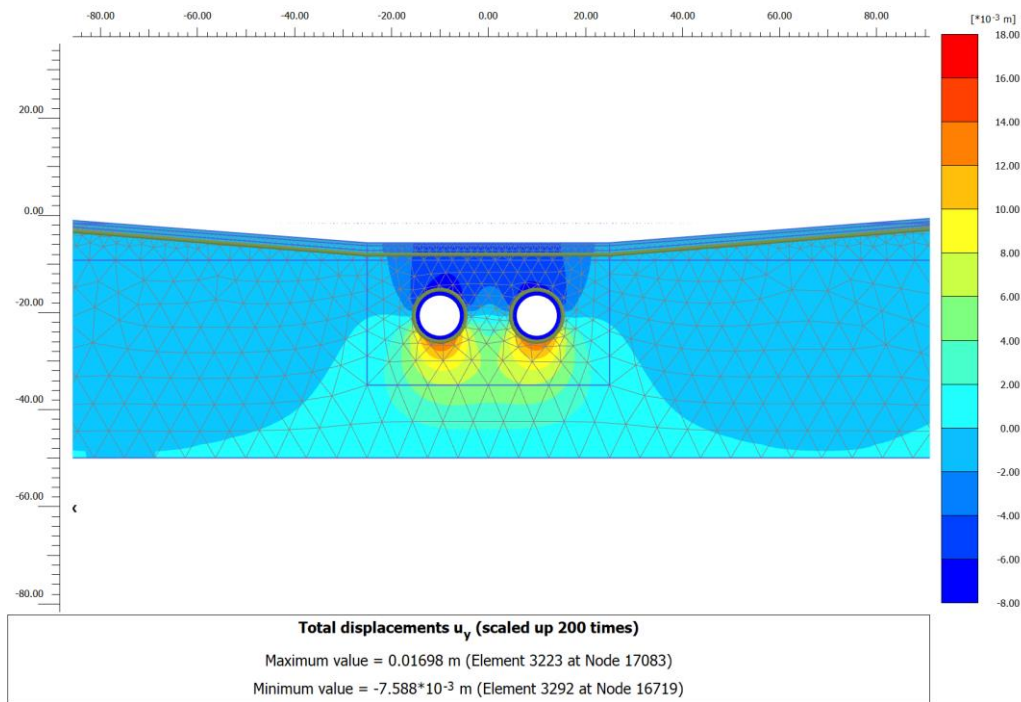


Figura 11-76 Infrastruttura L. Modello MC - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamenti e rotazioni alla base del sottopasso in esame.

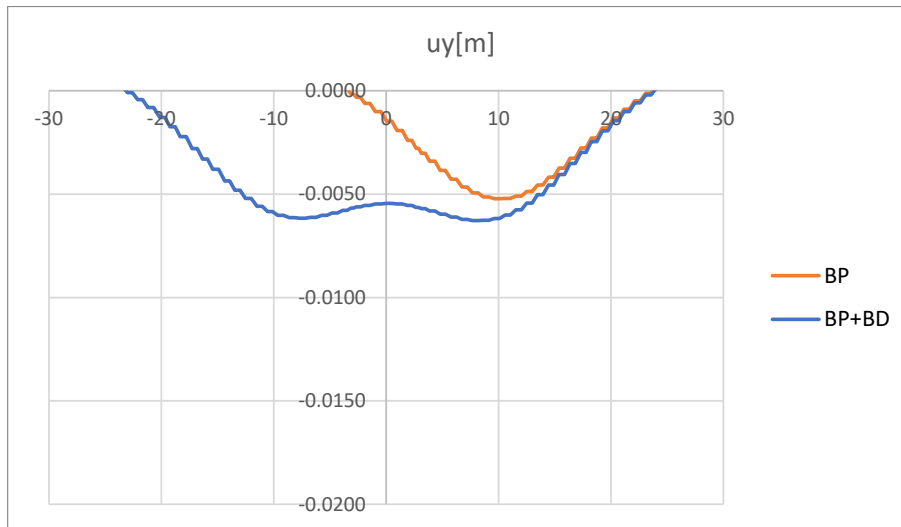


Figura 11-77: Infrastruttura L. Modello MC. Risultati. Spostamenti verticali

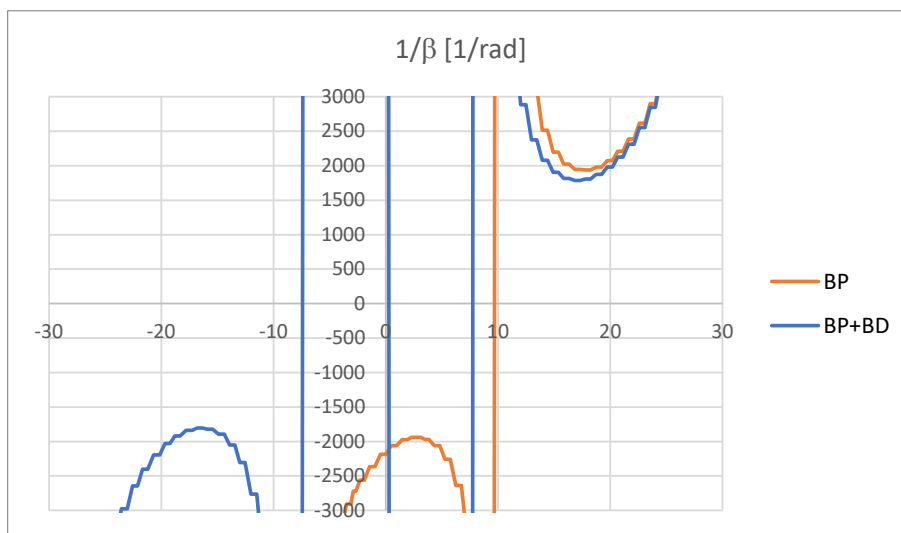


Figura 11-78: Infrastruttura L. Modello MC. Risultati. Rotazioni

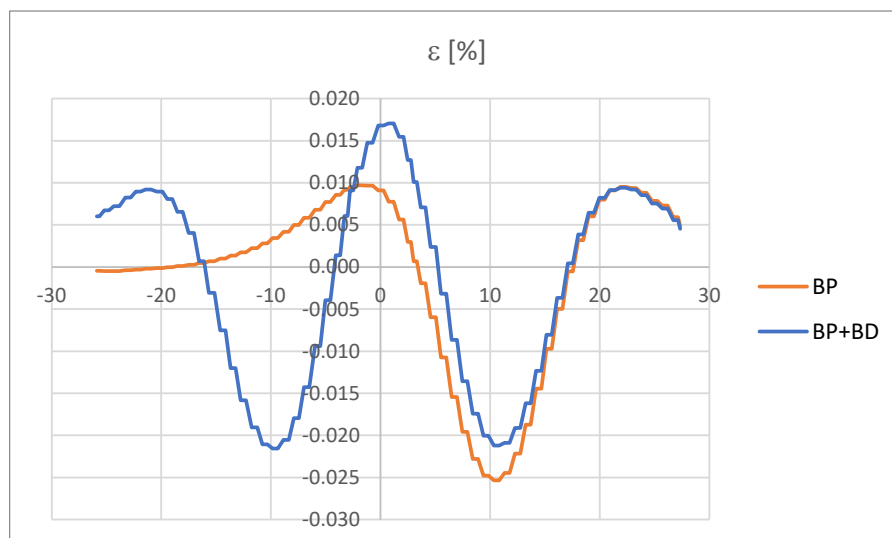


Figura 11-79: Infrastruttura L. Modello MC. Risultati. Deformazioni

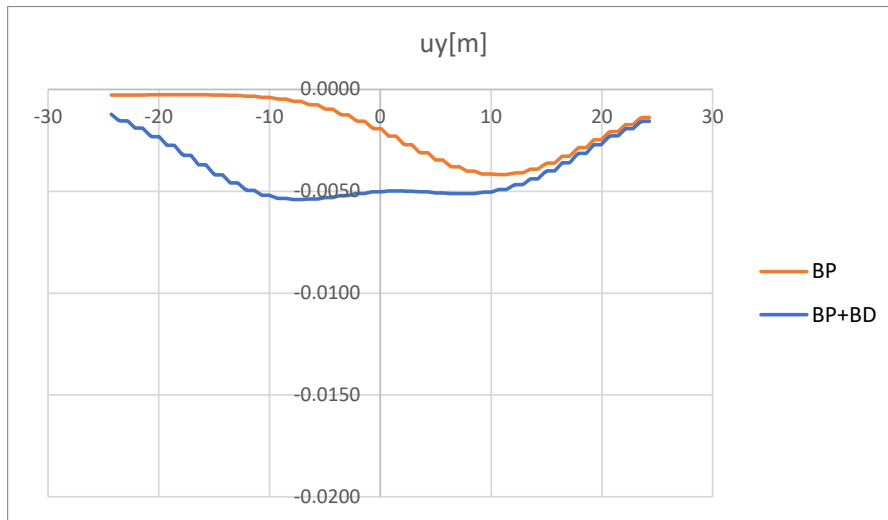


Figura 11-80: Infrastruttura L. Modello MC-rampa. Risultati. Spostamenti verticali

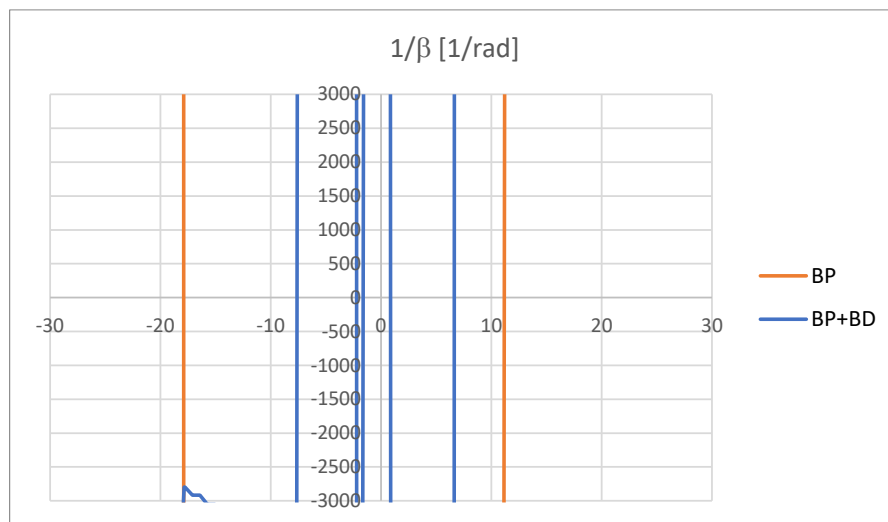


Figura 11-81: Infrastruttura L. Modello MC-rampa. Risultati. Rotazioni

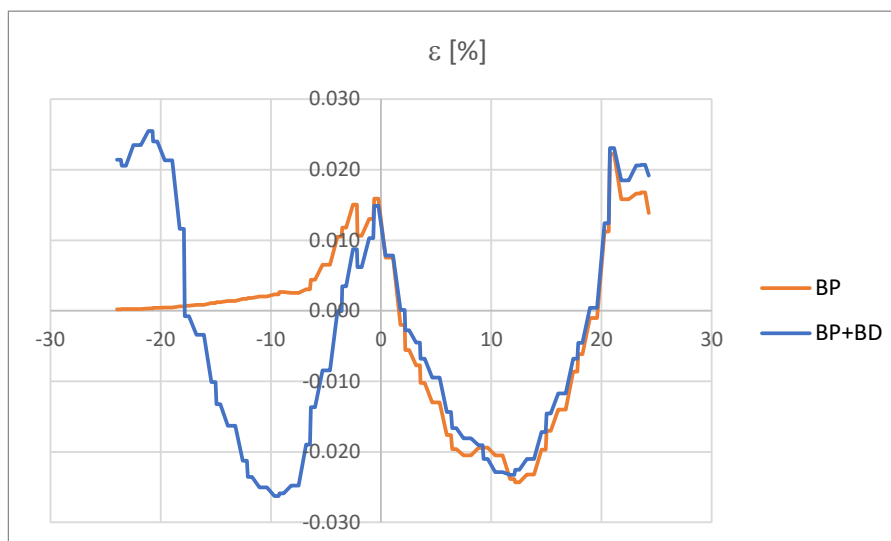


Figura 11-82: Infrastruttura L. Modello MC-rampa. Risultati. Deformazioni

Modello SS

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamento verticale per le condizioni e fasi di modellazione. Risulta riconoscibile una condizione maggiormente realistica in merito al campo degli spostamenti, con abbassamento in calotta superiore al sollevamento alla base

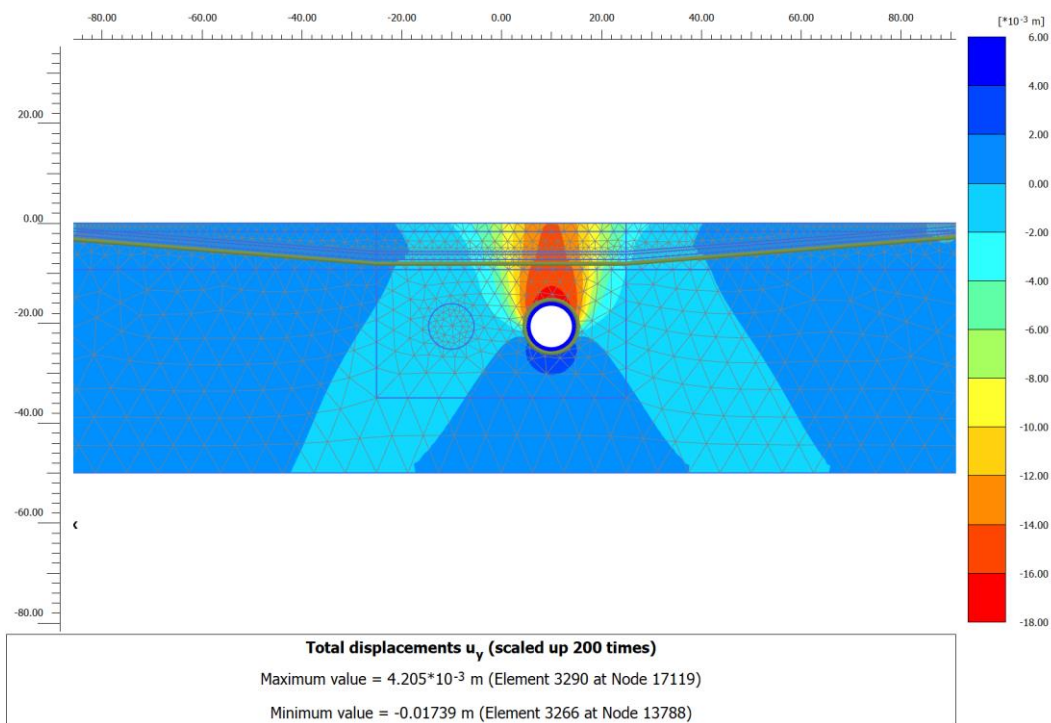


Figura 11-83: Infrastruttura L. Modello SS. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

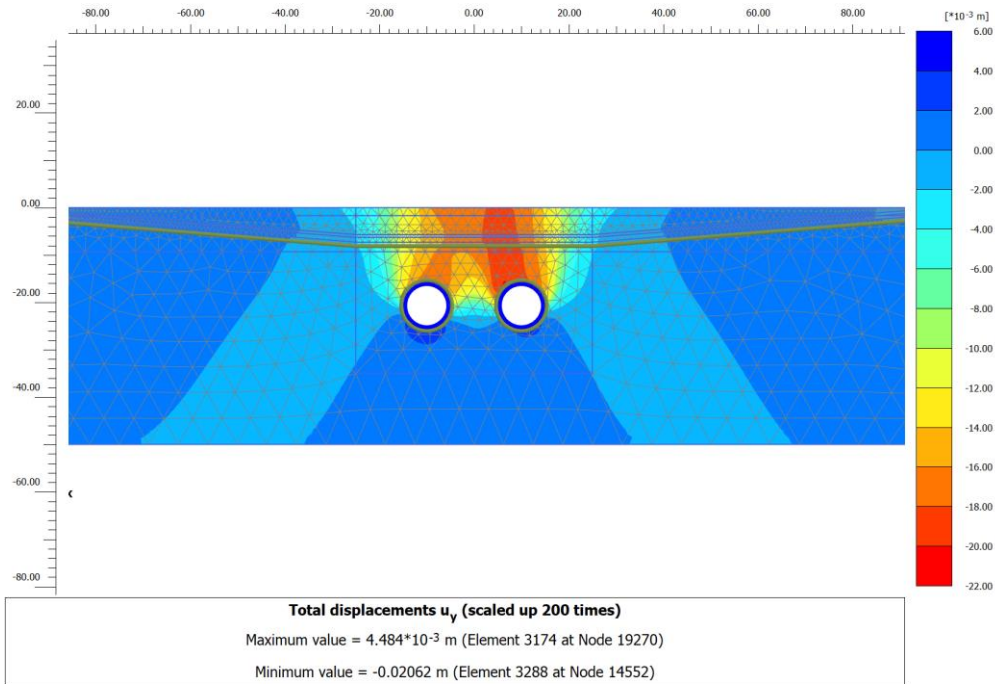


Figura 11-84: Infrastruttura L. Modello SS. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

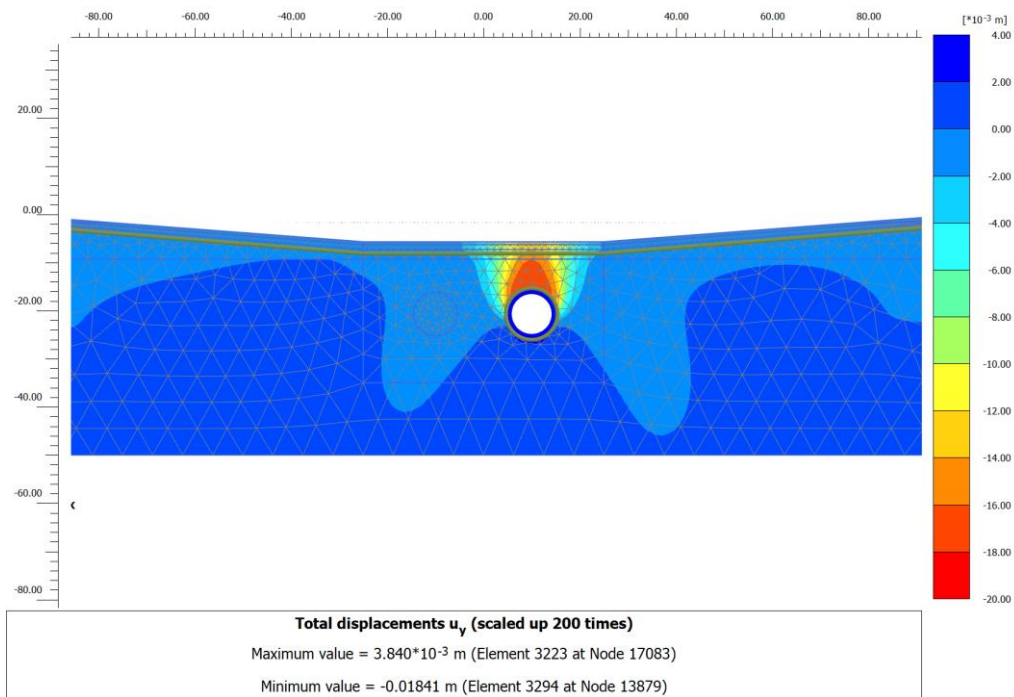


Figura 11-85: Infrastruttura L. Modello SS - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP

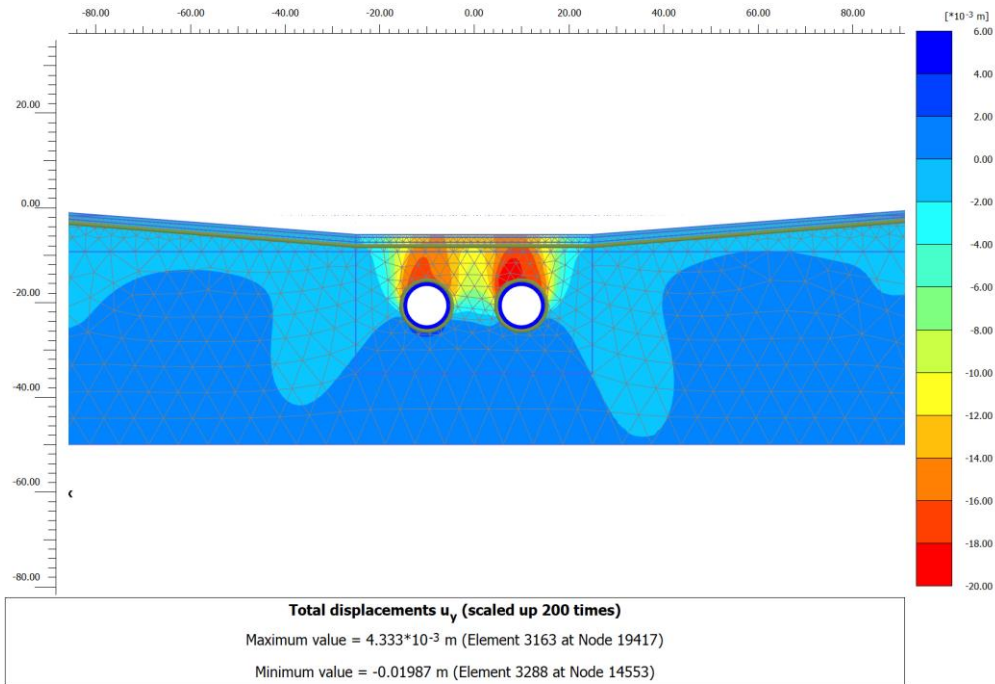


Figura 11-86 Infrastruttura L. Modello SS - rampa. Risultati. Campo deformativo. Scavo BP+BD

Vengono rappresentati di seguito i risultati in termini di spostamenti e rotazioni alla base del sottopasso in esame.

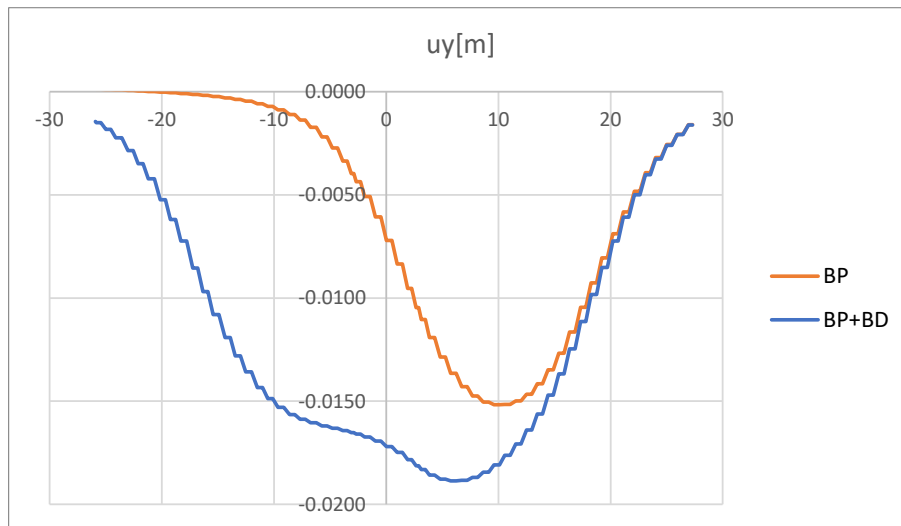


Figura 11-87: Infrastruttura L. Modello SS. Risultati. Spostamenti verticali

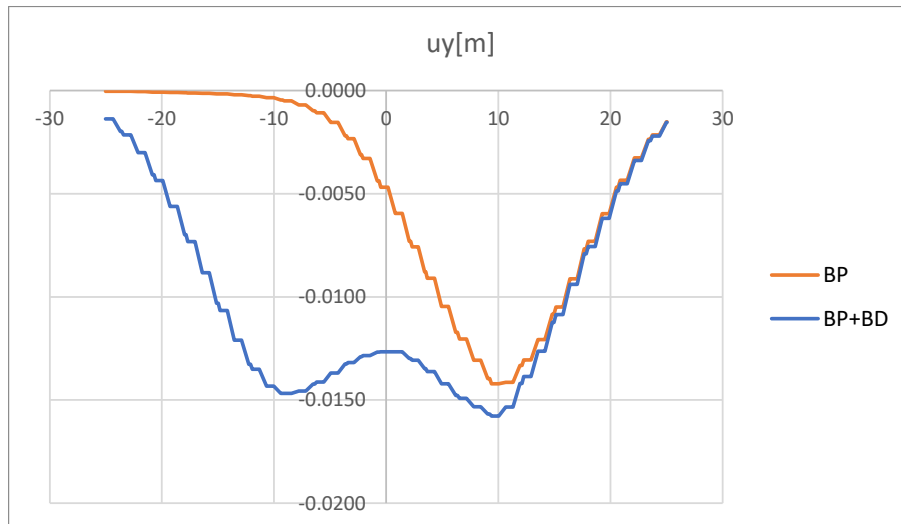


Figura 11-88: Infrastruttura L. Modello SS. Risultati. Rotazioni

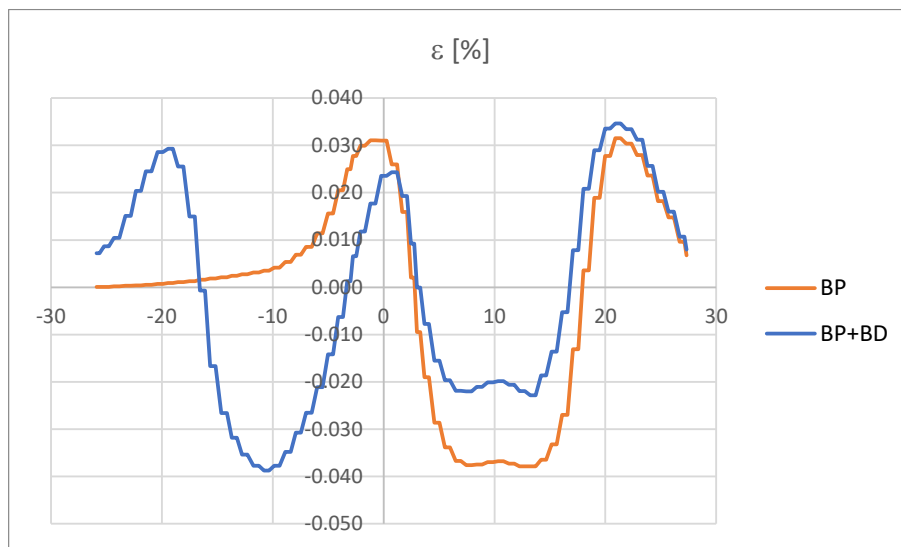


Figura 11-89: Infrastruttura L. Modello SS. Risultati. Deformazione

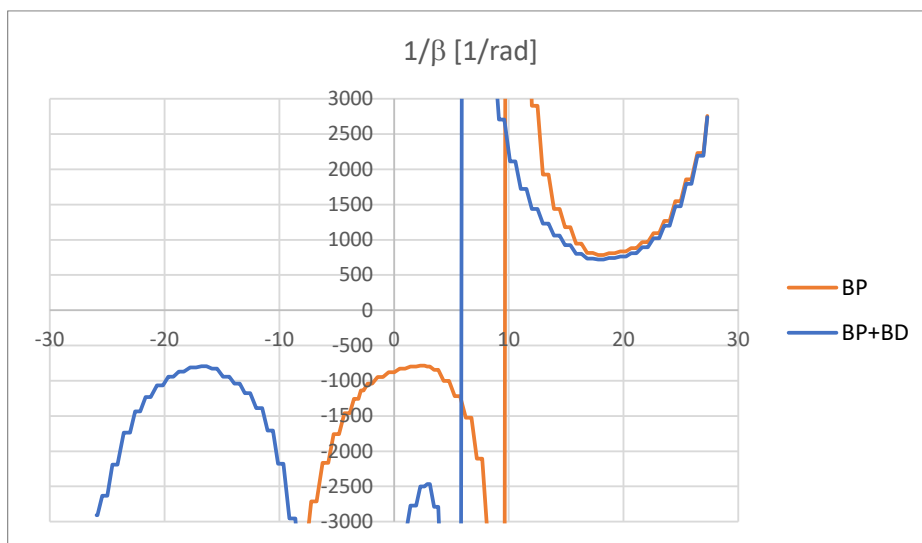


Figura 11-90: Infrastruttura L. Modello SS-rampa. Risultati. Spostamenti verticali

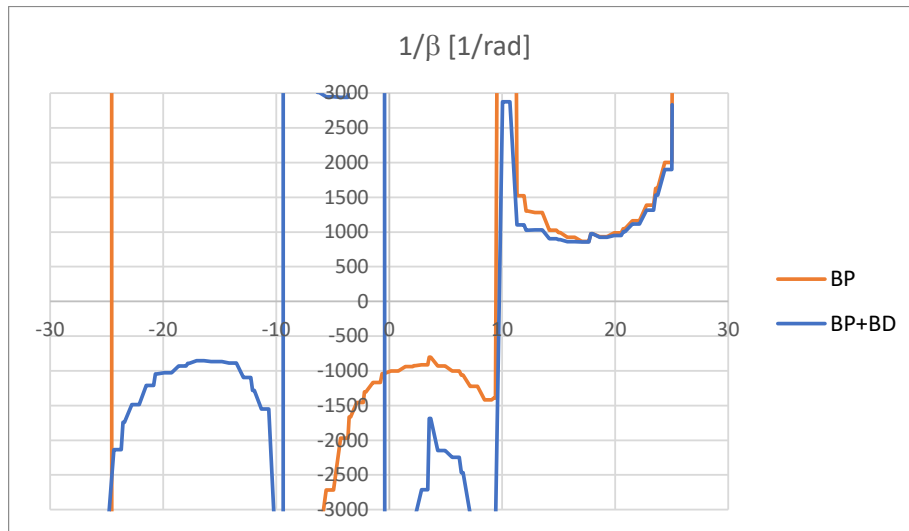


Figura 11-91: Infrastruttura L. Modello SS-rampa. Risultati. Rotazioni

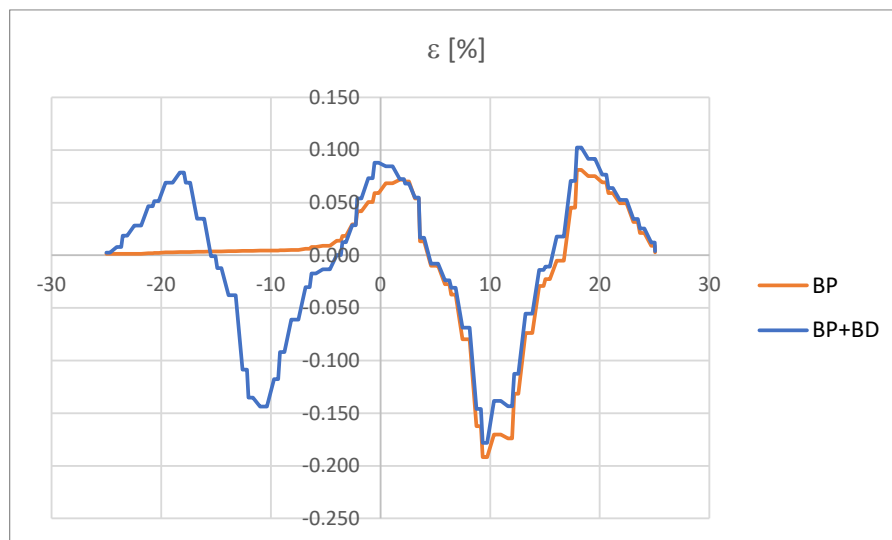


Figura 11-92: Infrastruttura L. Modello SS-rampa. Risultati. Deformazione

12. ALLEGATO 2. TABELLA DI RIEPILOGO ANALISI CON METODI EMPIRICI

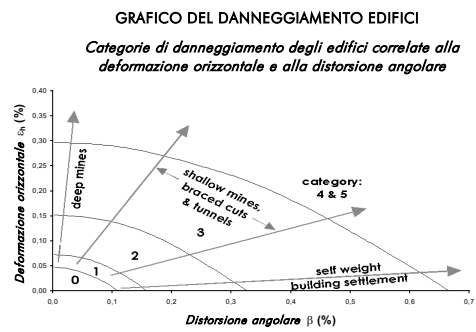
**13. ALLEGATO 3. SCHEDE EDIFICI INTERFERENTI. ANALISI
TRASVERSALI**

EDIFICIO n. 1	
Informazioni Edificio	
Destinazione d'uso	Tipo di struttura
commerciale - residenziale	cemento armato
Altezza (m)	Lunghezza (m)
36	30
Informazioni Tracciato	
B.P.	
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)	15,50

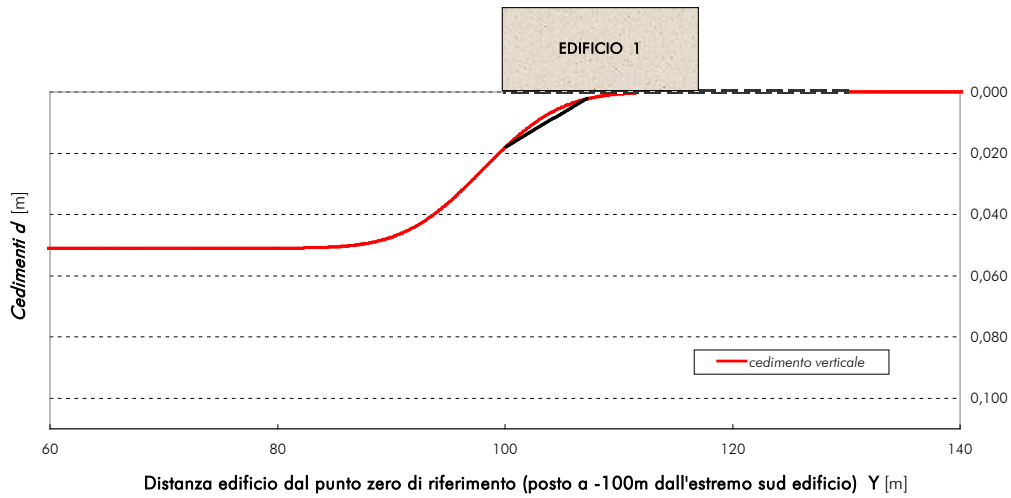
LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie
 Av = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)									
Deformazioni orizzontali = 0									
$V_d(\%)=0.4$			$V_d(\%)=1$			$V_d(\%)=1.5$			
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	118	0,023	0	118	0,058	1	118	0,087	2
K=0.5	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	120	0,011	0	120	0,027	0	120	0,041	0
Deformazioni orizzontali $\neq 0$									
$V_d(\%)=0.4$			$V_d(\%)=1$			$V_d(\%)=1.5$			
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	98	0,032	0	98	0,081	2	98	0,122	2
K=0.50	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	96	0,021	0	96	0,053	1	96	0,080	2

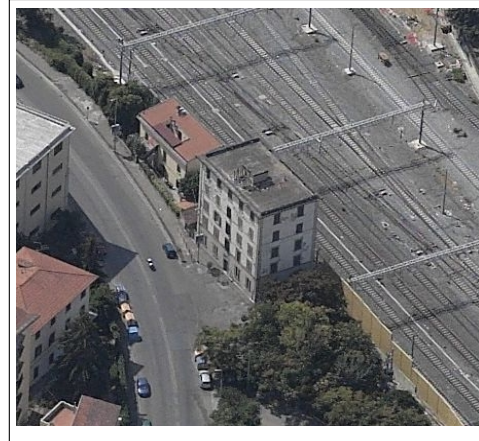


ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO
 (K=0.35 $V_p(\%)=1$)

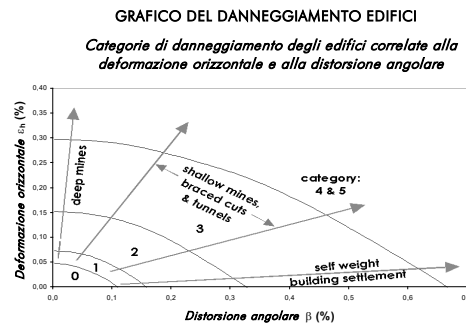


EDIFICIO n. 1-D	
Informazioni Edificio	
Destinazione d'uso	Tipo di struttura
residenziale	muratura
Altezza (m)	Lunghezza (m)
24	17,3
Informazioni Tracciato	
B.P.	
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)	14,20

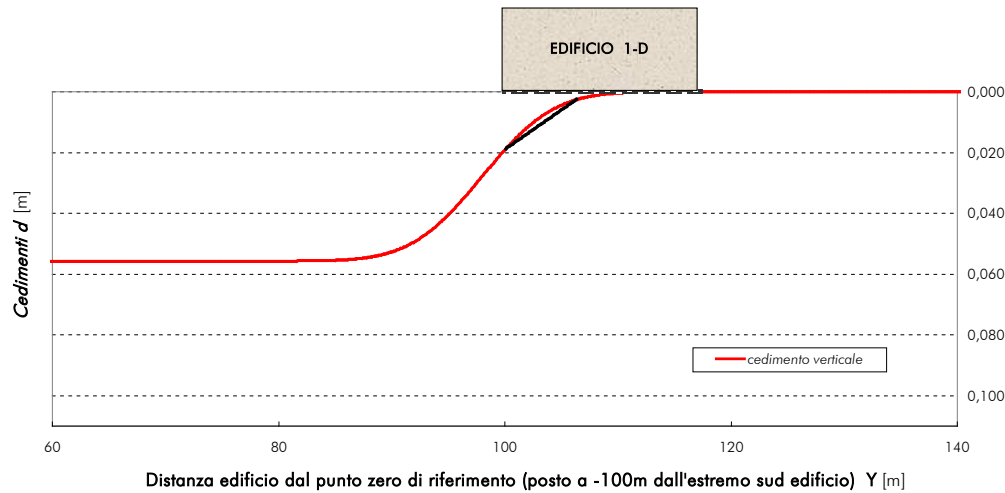
LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie
 A_v = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)									
Deformazioni orizzontali = 0									
$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$			
K=0.35	A_v	ϵ_{max}	Categ.	A_v	ϵ_{max}	Categ.	A_v	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	117	0,027	0	117	0,067	1	117	0,101	2
K=0.5	A_v	ϵ_{max}	Categ.	A_v	ϵ_{max}	Categ.	A_v	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	118	0,012	0	118	0,031	0	118	0,046	0
Deformazioni orizzontali ≠ 0									
$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$			
K=0.35	A_v	ϵ_{max}	Categ.	A_v	ϵ_{max}	Categ.	A_v	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	98	0,039	0	98	0,097	2	98	0,145	2
K=0.50	A_v	ϵ_{max}	Categ.	A_v	ϵ_{max}	Categ.	A_v	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	96	0,026	0	96	0,064	1	96	0,096	2



ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO
 (K=0.35 $V_p(\%)=1$)



EDIFICIO n. 2	
Informazioni Edificio	
Destinazione d'uso	Tipo di struttura
servizi - uffici IVA	cemento armato
Altezza (m)	Lunghezza (m)
22,1	52
Informazioni Tracciato	
B.P.	
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)	15,90

LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie
 Av = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



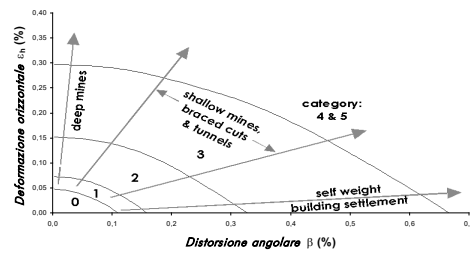
CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)

Deformazioni orizzontali = 0									
$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$			
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	118	0,022	0	118	0,054	1	118	0,081	2
K=0.5	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	120	0,010	0	120	0,025	0	120	0,037	0

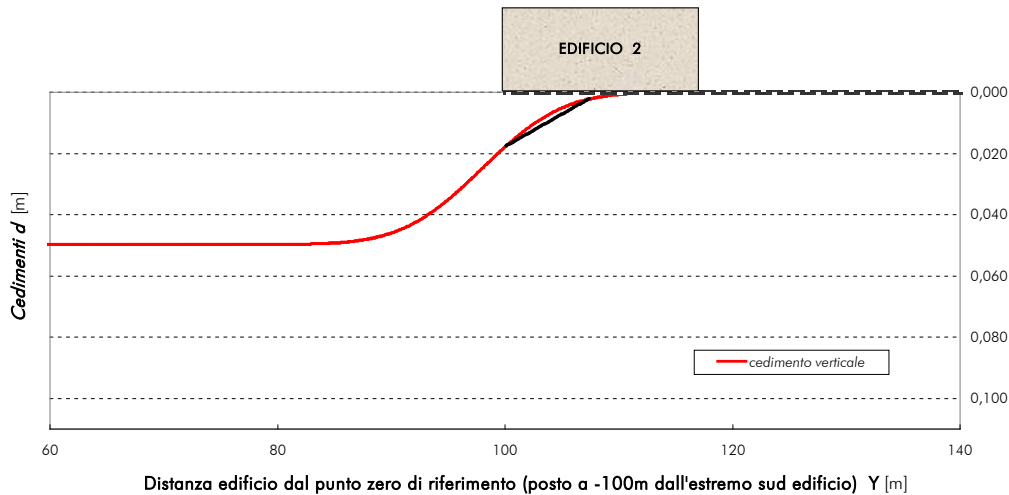
Deformazioni orizzontali $\neq 0$									
$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$			
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	98	0,031	0	98	0,077	2	98	0,116	2
K=0.50	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	96	0,020	0	96	0,051	1	96	0,076	2

GRAFICO DEL DANNEGGIAMENTO EDIFICI

Categorie di danneggiamento degli edifici correlate alla deformazione orizzontale e alla distorsione angolare



ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO (K=0.35 $V_p(\%)=1$)



EDIFICIO n. 7	
Informazioni Edificio	
Destinazione d'uso	Tipo di struttura
capannone industriale	cemento armato
Altezza (m)	Lunghezza (m)
9	50
Informazioni Tracciato	
B.P.	
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)	20,90

LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie
 Av = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



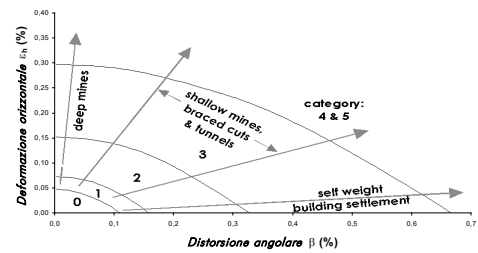
CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)

Deformazioni orizzontali = 0									
K=0.35	$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	119	0,010	0	119	0,025	0	119	0,038	0
K=0.5	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	136	0,004	0	136	0,011	0	136	0,016	0

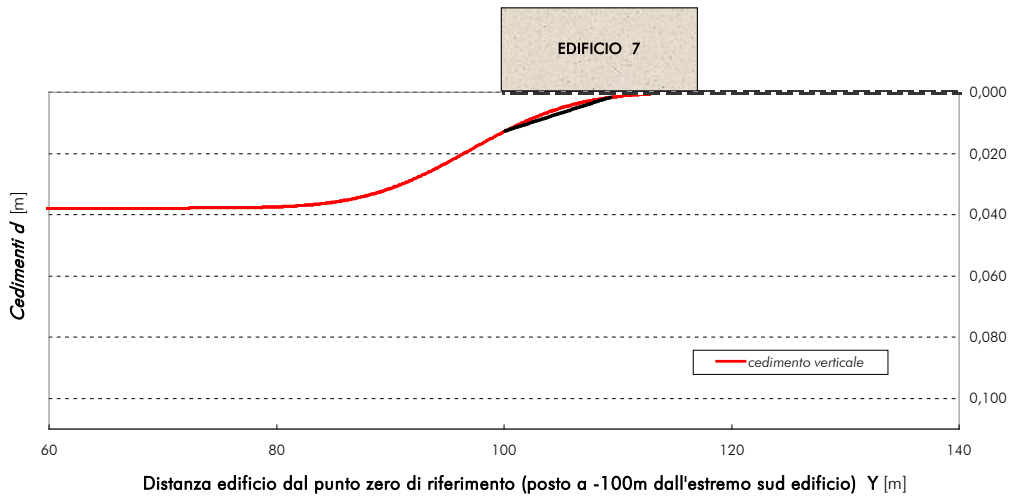
Deformazioni orizzontali ≠ 0									
K=0.35	$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	97	0,018	0	97	0,044	0	97	0,067	1
K=0.50	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	94	0,012	0	94	0,029	0	94	0,044	0

GRAFICO DEL DANNEGGIAMENTO EDIFICI

Categorie di danneggiamento degli edifici correlate alla deformazione orizzontale e alla distorsione angolare



ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO (K=0.35 $V_p(\%)=1$)



EDIFICIO n. 117			
Informazioni Edificio			
Destinazione d'uso		Tipo di struttura	
commerciale - residenziale		muratura	
Altezza (m)		Lunghezza (m)	
22,2		42	
Informazioni Tracciato			
B.P.			
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)		22,70	

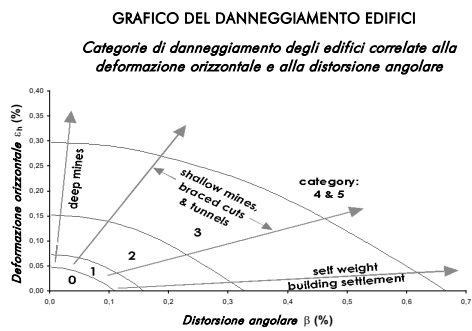
LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie
 Av = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



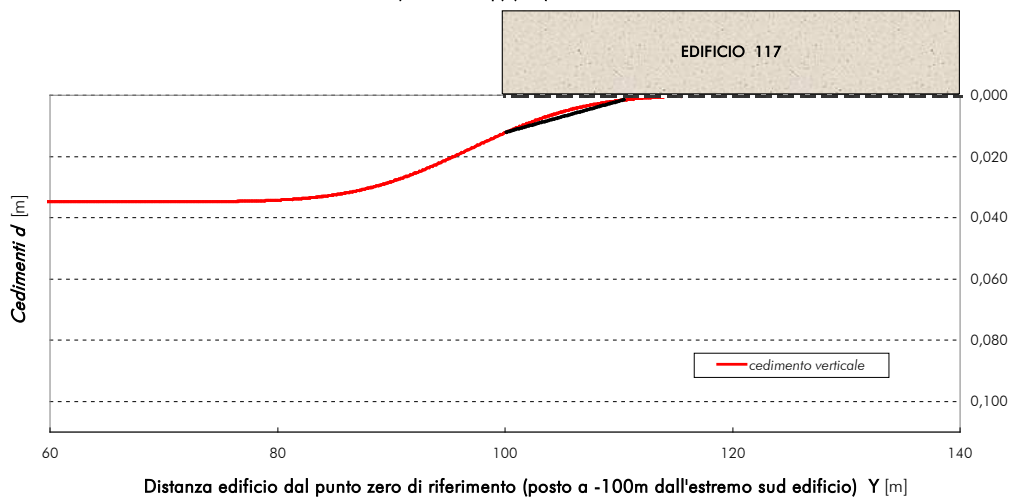
CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)

Deformazioni orizzontali = 0									
K=0.35	$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	129	0,015	0	129	0,038	0	129	0,057	1
K=0.5	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	140	0,008	0	140	0,020	0	140	0,030	0

Deformazioni orizzontali $\neq 0$									
K=0.35	$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	97	0,015	0	97	0,038	0	97	0,057	1
K=0.50	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	96	0,011	0	96	0,027	0	96	0,040	0



ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO
 (K=0.35 $V_p(\%)=1$)



EDIFICIO n. 119	
Informazioni Edificio	
Destinazione d'uso	Tipo di struttura
residenziale	muratura
Altezza (m)	Lunghezza (m)
6,6	38
Informazioni Tracciato	
B.P.	
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)	22,99

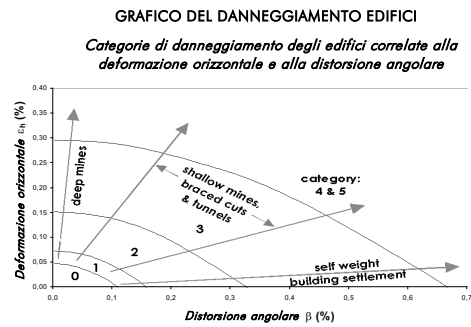
LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie
 Av = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



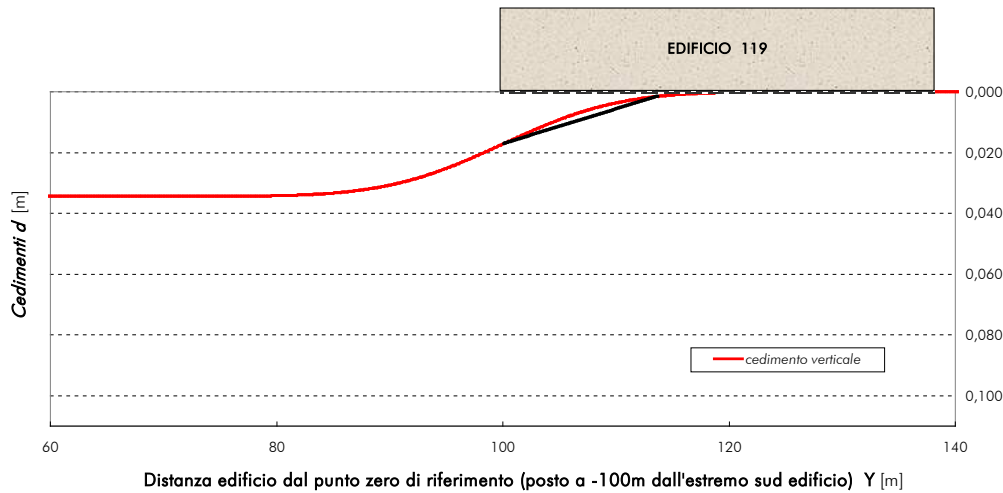
CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)

Deformazioni orizzontali = 0									
$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$			
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	120	0,014	0	120	0,035	0	120	0,053	1
K=0.5	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	126	0,006	0	126	0,014	0	126	0,021	0

Deformazioni orizzontali $\neq 0$									
$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$			
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	100	0,020	0	100	0,050	1	100	0,076	2
K=0.50	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	98	0,013	0	98	0,033	0	98	0,049	0

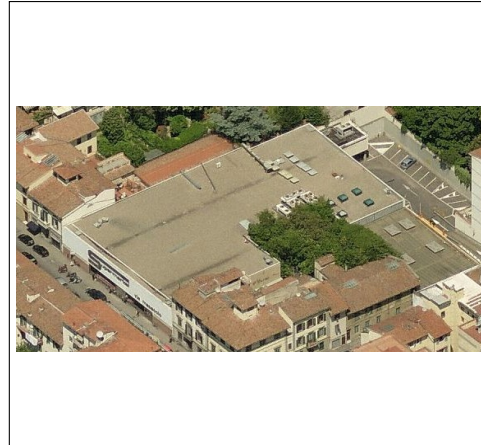


ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO
 (K=0.35 $V_p(\%)=1$)

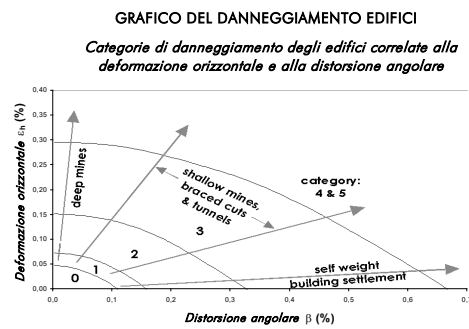


EDIFICIO n. 137	
Informazioni Edificio	
Destinazione d'uso	Tipo di struttura
servizi	cemento armato
Altezza (m)	Lunghezza (m)
10,93	34
Informazioni Tracciato	
B.P.	
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)	18,26

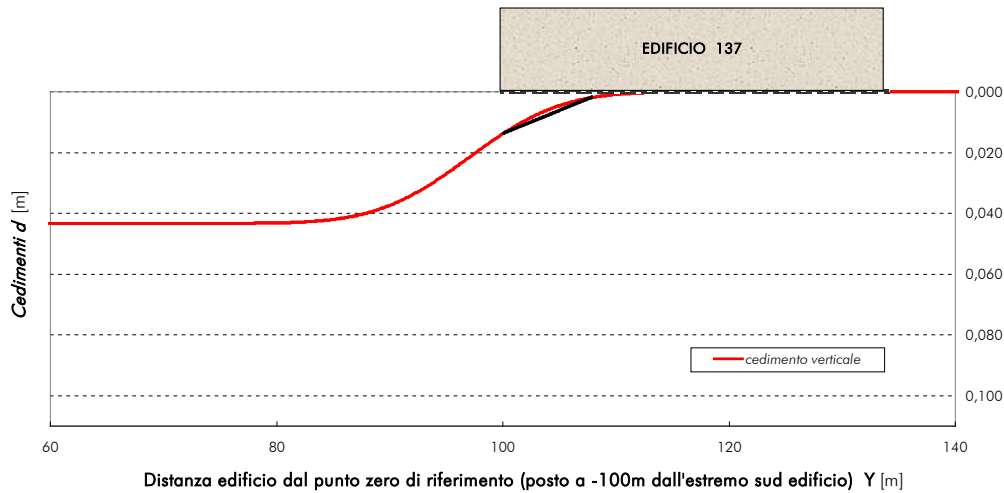
LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie
 Av = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)									
Deformazioni orizzontali = 0									
	$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	118	0,015	0	118	0,036	0	118	0,055	1
K=0.5	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	123	0,006	0	123	0,016	0	123	0,024	0
Deformazioni orizzontali $\neq 0$									
	$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	97	0,023	0	97	0,058	1	97	0,087	2
K=0.50	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	95	0,015	0	95	0,038	0	95	0,057	1

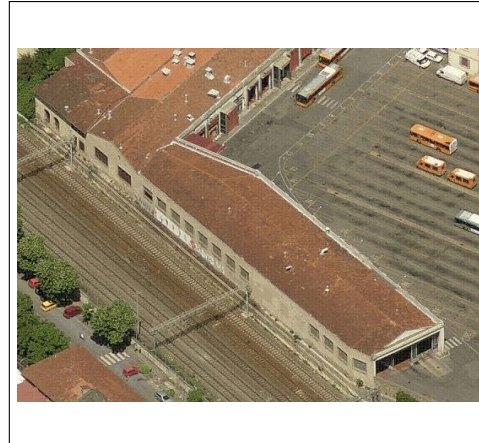


ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO
 (K=0.35 $V_p(\%)=1$)

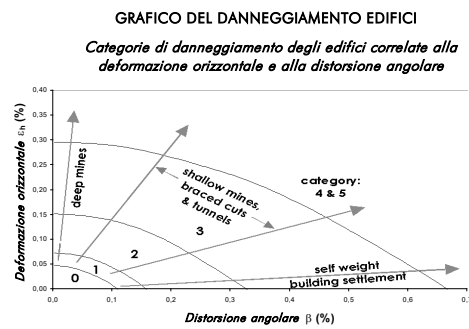


EDIFICIO n. 162			
Informazioni Edificio			
Destinazione d'uso	Tipo di struttura		
servizi - deposito ATAF	cemento armato		
Altezza (m)	Lunghezza (m)		
7,45	65		
Informazioni Tracciato			
B.P.			
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)	17,77		

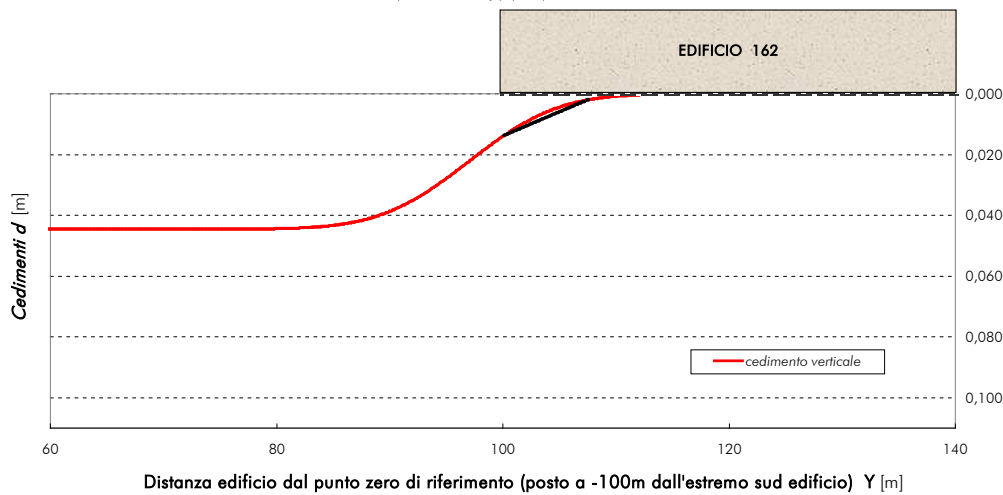
LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie
 Av = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)									
Deformazioni orizzontali = 0									
	$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	116	0,014	0	116	0,034	0	116	0,051	1
K=0.5	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	131	0,006	0	131	0,015	0	131	0,023	0
Deformazioni orizzontali $\neq 0$									
	$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	97	0,025	0	97	0,061	1	97	0,092	2
K=0.50	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.
B.P.	95	0,016	0	95	0,040	0	95	0,061	1



ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO
 (K=0.35 $V_p(\%)=1$)



EDIFICIO n. 179 nuovo - loc. interrati analisi in asse galleria B.P.

Informazioni Edificio	
Destinazione d'uso	Tipo di struttura
Scuola	cemento armato
Altezza (m)	Lunghezza (m)
13.07	7.8
Informazioni Tracciato	
B.P.	
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)	15.54

LEGENDA:

B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flessione
 V_p = volume perso in superficie
 Av = distanza del fronte di scavo dal primo lato incontrato dell'edificio



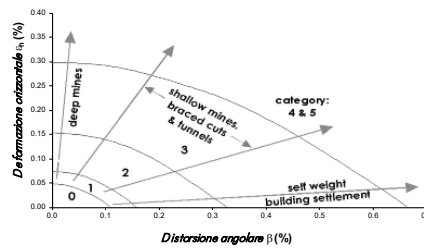
CATEGORIE DI DANNO - DEFORMAZIONI (%)

Deformazioni orizzontali = 0										
		$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	
B.P.	-1	0.015	0	-1	0.036	0	-2	0.055	1	
K=0.5	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	
B.P.	-4	0.005	0	-4	0.013	0	-4	0.020	0	

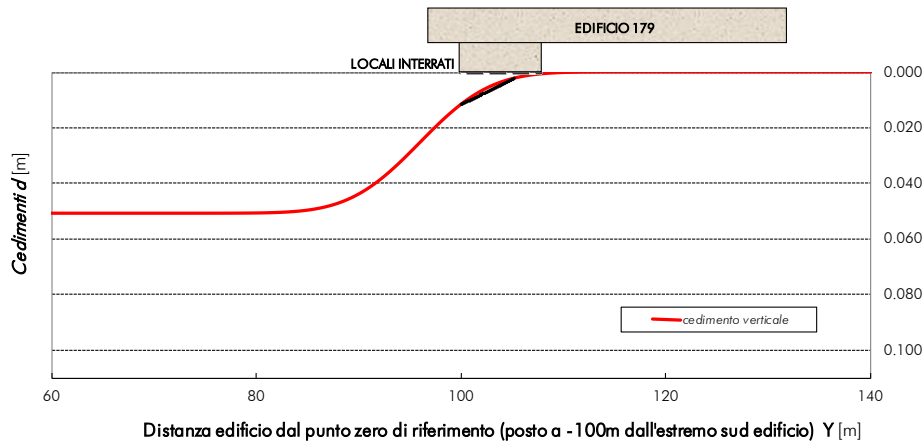
Deformazioni orizzontali $\neq 0$										
		$V_p(\%)=0.4$			$V_p(\%)=1$			$V_p(\%)=1.5$		
K=0.35	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	
B.P.	-2	0.032	0	-2	0.081	2	-2	0.121	2	
K=0.50	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	Av	ϵ_{max}	Categ.	
B.P.	-4	0.021	0	-4	0.054	1	-4	0.080	2	

GRAFICO DEL DANNEGGIAMENTO EDIFICI

Categorie di danneggiamento degli edifici correlate alla deformazione orizzontale e alla distorsione angolare



**ANDAMENTO DEI CEDIMENTI IN CORRISPONDENZA DELL'EDIFICIO
 (K=0.35 $V_p(\%)=1$)**

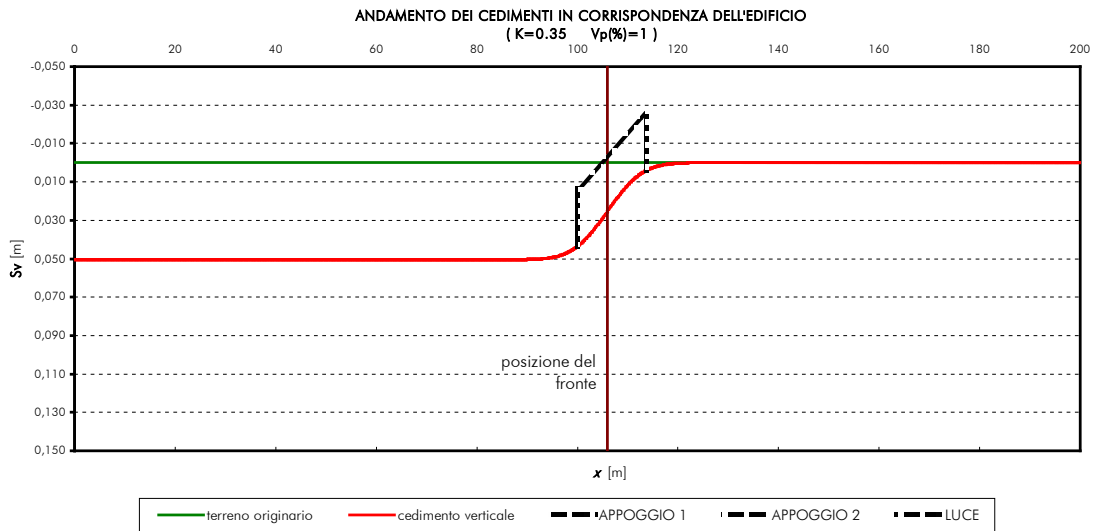
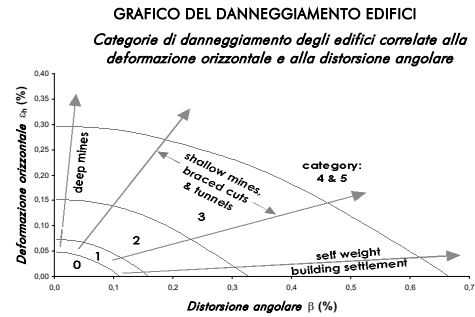


EDIFICIO n. C						
Informazioni Edificio						
Destinazione d'uso			Tipo di struttura			
ponte ferroviario						
Altezza (m)			Lunghezza (m)			
13,2						
Informazioni Tracciato						
B.D.						
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)			15,68			
Cedimento Verticale Massimo del terreno d_{max} (m)						
Dati di input	K=0.35			K=0.50		
	$V_p(\%)=0.4$	$V_p(\%)=1$	$V_p(\%)=1.5$	$V_p(\%)=0.4$	$V_p(\%)=1$	$V_p(\%)=1.5$
B.D.	0,020	0,050	0,076	0,014	0,035	0,053

LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie



CATEGORIE DI DANNO - DISTORSIONI (%)					
Deformazioni orizzontali = 0					
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$
K=0.35	β_{max} [%]	Categ.	β_{max} [%]	Categ.	β_{max} [%]
B.D.	0,117	< 1/500	0,294	< 1/300	0,440
K=0.5	β_{max} [%]	Categ.	β_{max} [%]	Categ.	β_{max} [%]
B.D.	0,064	< 1/1000	0,160	< 1/500	0,240



EDIFICIO n. D						
Informazioni Edificio						
Destinazione d'uso			Tipo di struttura			
ponte ferroviario			B.P.			
Altezza (m)			Lunghezza campata (m)			
13,8			13,8			
Informazioni Tracciato						
B.D.						
Distanza asse canna-intradosso edificio (m)			15,91			
Cedimento Verticale Massimo del terreno d_{max} (m)						
Dati di input	K=0.35			K=0.50		
	$V_p(\%)=0.4$	$V_p(\%)=1$	$V_p(\%)=1.5$	$V_p(\%)=0.4$	$V_p(\%)=1$	$V_p(\%)=1.5$
B.D.	0,020	0,050	0,075	0,014	0,035	0,052

LEGENDA:
 B.P. = binario pari
 ϵ_{max} = deformazione massima
 K = coefficiente di flesso
 V_p = volume perso in superficie



CATEGORIE DI DANNO - DISTORSIONI (%)					
Deformazioni orizzontali = 0					
	$V_p(\%)=0.4$		$V_p(\%)=1$		$V_p(\%)=1.5$
K=0.35	β_{max} [%]	Categ.	β_{max} [%]	Categ.	β_{max} [%] Categ.
B.D.	0,113	< 1/500	0,283	< 1/300	0,424 < 1/150
K=0.5	β_{max} [%]	Categ.	β_{max} [%]	Categ.	β_{max} [%] Categ.
B.D.	0,062	< 1/1000	0,155	< 1/500	0,232 < 1/300

