



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

IL COMMISSARIO STRAORDINARIO ING. PhD MASSIMO SESSA

SUB COMMISSARIO ING. MASSIMO PATERNOSTRO

**aceq**  
 acqua  
 ACEA ATO 2 SPA



**aceq**  
 Ingegneria  
 e servizi



**IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Ing. PhD Alessia Delle Site

**SUPPORTO AL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO**

Dott. Avv. Vittorio Gennari

Sig.ra Claudia Iacobelli

Ing. Barnaba Paglia

**CONSULENTE**

Ing. Biagio Eramo

ELABORATO

A194PD R005 8

COD. ATO2 APE10116

DATA APRILE 2023

SCALA

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

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

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

AGG. N.	DATA	NOTE	FIRMA
1	DIC-19	AGGIORNAMENTO PER SIA	
2	MAR-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
3	LUG-20	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
4	GEN-21	AGGIORNAMENTO PARERE CSLLPP VOTO DEL 14/10/2020	
5	SETT-21	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
6	GIU-22	AGGIORNAMENTO ELABORATI	
7	OTT-22	AGGIORNAMENTO UVP	
8	APR-23	INTEGRAZIONI ED AGGIORNAMENTI IN AMBITO AUTORIZZATIVO	
9			
10			

**NUOVO TRONCO SUPERIORE ACQUEDOTTO  
 DEL PESCHIERA  
 dalle Sorgenti alla Centrale di Salisano**

CUP G33E17000400006

**PROGETTO DEFINITIVO**

**TEAM DI PROGETTAZIONE**

**CAPO PROGETTO**

Ing. Angelo Marchetti

**IDRAULICA**

Ing. Eugenio Benedini

**GEOLOGIA E IDROGEOLOGIA**

Geol. Stefano Tosti

**GEO TECNICA E STRUTTURE**

Ing. Angelo Marchetti

**ASPETTI AMBIENTALI**

Ing. Nicoletta Stracqualursi

**ATTIVITA' TECNICHE DI SUPPORTO**

Geom. Stefano Francisci

**ATTIVITA' PATRIMONIALI**

Geom. Fabio Pompei

**Hanno collaborato:**

Ing. Roberto Biagi

Ing. Claudio Lorusso

Ing. Marco Iannucci

Ing. Elonora Accorsi

Ing. Onorato D'Atria

Prof. Ing. Francesco Federico

Prof. Ing. Quintilio Napoleoni

GEEG - Geotechnical and Environmental Engineering Group

IAAT - Italian Association For Trenchless Technology



**RELAZIONE GEOTECNICA**

**MICROTUNNELLING**

**ALLEGATO 4**

## **INDICE**

1	PREMESSA .....	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	Normativa, Raccomandazioni e Linee Guida.....	6
2.2	Articoli e letteratura scientifica .....	11
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	15
3.1	Piana di San Vittorino.....	17
3.1.1	Tratte in Microtunneling .....	17
3.2	Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera .....	21
3.2.1	Microtunnelling sottoattraversamento Valle del Salto.....	21
3.2.2	Microtunnelling sottoattraversamento Valle del Turano .....	22
4	MATERIALI.....	23
4.1	Calcestruzzo per conci tubazione in c.a.v. C 50/60 .....	23
4.2	Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C .....	25
4.3	Acciaio per manicotti dei giunti .....	26
4.4	Guarnizioni in gomma .....	26
4.5	Rivestimento interno in HDPE.....	26
5	OPERE CONNESSE AL MICROTUNNEL.....	27
5.1	Descrizione del metodo di scavo .....	31
5.2	Scelta del tipo di fresa.....	35
5.2.1	Tipologia terreni da attraversare .....	35
5.2.2	Scelta del tipo di macchina e del sistema di smarino da impiegare .....	37

---

5.2.3	Scelta della testa di scavo .....	43
5.2.4	Sovrascavo .....	44
5.2.5	Tubi di spinta .....	45
5.3	Calcolo della forza totale di spinta .....	46
5.3.1	Fattori che definiscono la forza di spinta totale .....	46
5.3.2	Fattori di convergenza del cavo .....	49
5.3.3	Calcolo della forza di attrito .....	52
5.3.4	Verifica statica longitudinale della tubazione .....	57
5.4	Analisi di stabilità del fronte di scavo per TBM/MT sottofalda .....	66
5.5	Calcolo della forza totale di spinta .....	72
5.5.1	Sovraccarico accidentale .....	72
5.5.2	Carico ripartito superiore.....	73
5.5.3	Carico ripartito laterale .....	74
5.5.4	Calcolo delle sollecitazioni per azioni radiali.....	75
5.5.5	Combinazioni di carico .....	84
5.6	Analisi sismica in direzione trasversale .....	85
6	PIANA DI SAN VITTORINO.....	89
6.1	Inquadramento geotecnico.....	93
6.2	Analisi longitudinale (Calcolo della forza di spinta).....	96
6.3	Analisi trasversale (Verifiche STR).....	108
6.3.1	Combinazioni di carico .....	108
6.3.2	Analisi sismica .....	109
6.3.3	Risultati e verifiche.....	121

---

---

6.4	Analisi di stabilità del fronte .....	135
6.5	Verifica a galleggiamento.....	144
7	ATTRAVERSAMENTO FIUME SALTO .....	146
7.1	Inquadramento geotecnico.....	147
7.2	Analisi longitudinale (Calcolo della forza di spinta).....	152
7.3	Analisi trasversale (Verifiche STR).....	163
7.3.1	Combinazioni di carico .....	163
7.3.2	Analisi sismica .....	164
7.3.3	Risultati e verifiche.....	175
7.4	Analisi di stabilità del fronte .....	189
7.5	Verifica a galleggiamento.....	198
8	ATTRAVERSAMENTO FIUME TURANO .....	201
8.1	Inquadramento geotecnico.....	202
8.2	Analisi longitudinale (Calcolo della forza di spinta).....	207
8.3	Analisi trasversale (Verifiche STR).....	219
8.3.1	Combinazioni di carico .....	219
8.3.2	Analisi sismica .....	220
8.3.3	Risultati e verifiche.....	231
8.4	Analisi di stabilità del fronte .....	244
8.5	Verifica a galleggiamento.....	253
9	Effetti indotti dallo scavo con tecnologia Microtunnel .....	256
9.1	Richiami teorici .....	257
9.1.1	Spostamenti verticali .....	257

---

9.1.2	Spostamenti orizzontali.....	262
9.1.3	Movimenti in profondità .....	264
9.1.4	Interazione terreno struttura .....	266
9.1.5	Valutazione della classe di danno degli edifici .....	270
9.2	Stima del volume perso.....	277
9.3	Individuazione degli edifici interferiti .....	278
9.4	Conclusioni .....	286
ALLEGATO 1: OUTPUT SOFTWARE EASYPIPE .....		287
ALLEGATO 2: SCHEDE VALUTAZIONE DANNO.....		288

## 1 PREMESSA

Il presente documento, facente parte del Progetto Definitivo (PD) relativo al Nuovo Tronco Superiore dell'Acquedotto del Peschiera (dalle Sorgenti alla centrale di Salisano), è redatta in ottemperanza a quanto disposto dall'articolo 23, commi 1, 5, 5-bis e 6 del Codice dei Contratti (D.Lgs. 50/2016 e ss.mm.ii.), nel rispetto dei principi generali di cui all'articolo 6 e 10 dell'emanando Decreto Progettazione, schema approvato dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (CSLLPP) nell'adunanza del 25/05/2018 n. prot. 45/2018 e di quanto già in precedenza indicato all'interno del Quadro Esigenziale (QE) e del successivo Documento di Indirizzo alla Progettazione (DIP), atti di programmazione redatti e ratificati da Acea ATO2 per l'elaborazione del Progetto medesimo.

Il seguente elaborato mira ad approfondire e sviluppare gli aspetti geotecnici di caratterizzazione, dimensionamento e verifica delle opere previste per le tratte in Microtunneling nella soluzione progettuale, individuata sulla scorta delle analisi effettuate nel Documento di Fattibilità delle Alternative Progettuali (DOCFAP) e del Progetto di Fattibilità Tecnica ed Economica (PFTE).

Le soluzioni progettuali individuate nella presente relazione saranno quindi oggetto delle successive fasi progettuali quali il Progetto Esecutivo (PE).

La *Relazione Geotecnica* è articolata secondo uno schema che prevede la suddivisione dell'elaborato in:

- *Relazione Geotecnica Generale;*
- *Relazione Geotecnica "Dalle Sorgenti al Manufatto M6" – Allegato 1;*
- *Relazione Geotecnica "Dal Manufatto M6 al Manufatto Nodo S" – Allegato 2;*
- *Relazione Geotecnica "Sorpasso del Nodo di Salisano" – Allegato 3;*
- *Relazione Geotecnica "Microtunnelling" – Allegato 4;*
- *Relazione Geotecnica "Gallerie Scavo Meccanizzato" – Allegato 5;*
- *Relazione Geotecnica "Gallerie e Pozzi verticali Scavo Tradizionale" – Allegato 6.*

## **2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

### **2.1 Normativa, Raccomandazioni e Linee Guida**

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

- Legge n.1086 del 5 novembre 1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2/2/74 n. 64 “Provvedimenti per costruzioni con particolari prescrizioni per zone sismiche”;
- D.M. LL.PP. 11 maggio 1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative a: Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”;
- Circ. Min LL.PP., 15 ottobre 1996, n. 252 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione e il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al D.M.LL.PP. 9 gennaio 1996”;

- Circolare Ministero LL.PP. 10 aprile 1997 n°65/AA.GG. “Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 gennaio 1996”;
- Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture;
- Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio;
- Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica;
- Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture;
- Ordinanza n° 3379 del 5 novembre 2004 “Disposizioni urgenti di Protezione civile”;
- Ordinanza n° 3431 del 3 maggio 2005;
- Ordinanza n° 3452 del 1° agosto 2005;
- Ordinanza n° 3467 del 13 ottobre 2005;
- D.M. del 14/09/2005 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- D.M. del 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI EN 206-1, 2006, “Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104, 2016, Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità: Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1;
- D.M. del 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;



- Circolare n. 617 del 02/02/2009 Istruzioni per le applicazioni delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al DM 14 gennaio 2008;
  - Circolare n. 7 del 21/01/2019 Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17/01/2018;
  - D.G.R. della regione Lazio n. 387 del 22.05.2009 “Nuova classificazione sismica della regione Lazio”;
  - D.G.R. della regione Lazio n. 835 del 03.11.2009 “Rettifica all’allegato 1 della D.G.R. 387/09”;
  - “Steel Pipe – A Guide for Design and Installation”, AWWA American Water Works Association;
  - “Condotte forzate” Rapporto finale ITCOLD, Comitato Nazionale Italiano delle Grandi Dighe, 2019;
  - “Seismic Guidelines for Water Pipelines” ALA American Lifelines Alliance, 2005;
  - “Specification for Line Pipe” API American Petroleum Institute;
  - UNI EN 12889:2000 “Trenchless Construction and testing of drains and sewes”
  - DWA-A-125E:2008 “Pipe Jacking and Related Techniques”;
  - DWA-A 161E “Static Calculation of Jacking Pipes”;
  - UNI/PdR 26.2:2017 “Tecnologie di realizzazione delle infrastrutture interrato a basso impatto ambientale”;
  - UNI EN 12111:2010 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Frese, minatori continui e impacts rippers - Requisiti di sicurezza”;
  - UNI EN 12336:2009 “Macchine per scavo meccanizzato di gallerie – Scudo meccanizzato, spingitubo meccanizzato, spingitubo meccanizzato con estrattore a coclea, erettori di conci – Requisiti di sicurezza”;
  - AICAP-AGI “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce. Raccomandazioni” [2012].
-

- AGI “Jet Grouting. Raccomandazioni” [2012];
- SIG “Linee guida per la progettazione, l’appalto e la costruzione di opere in sotterraneo” [1997];
- AGI “Raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio” [1994];
- AFTES-Groupe de travail n°7, Tunnel support and lining. Recommendations for use of convergence –confinement method;
- ITA Guidelines for the design of tunnels [1988];
- ITA/AITES–International Tunnelling Association: Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs) Year 2000 - Working Group: WG 14 «Mechanized Tunnelling»;
- SIG–Linee guida per la scelta delle TBM [5/1997];
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting tunnel boring machines [10/2010];
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for Design and Operation of Shield Machines [6/2000];
- DAUB-German Tunnelling Committee (ITA/AITES): Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines [5/1997];
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen – Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for the Use of Gaskets for sealing segmental Linings [2/2006];
- STUVA-(Germany - Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen - Società per lo studio infrastrutture sotterranee): Recommendations for Testing and Application of sealing Gaskets in segmental Linings [8/2005];
- UNI EN 206-1 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità;

- UNI 11104:2004 Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206;
- UNI 9156 Cementi resistenti ai solfati - Classificazione e composizione;
- Decreto Legislativo 13 gennaio 2003, n. 36 “Attuazione della direttiva 1999/31/CE relativa alle discariche di rifiuti”;

## 2.2 Articoli e letteratura scientifica

- Anagnostou, G., Kovári, K. – “Face stability conditions with Earth Pressure Balanced shields. Tunnelling and Underground Space Technology”, 11 (2), 165-173, 1996.
- Tamez e L. Cornejo “Instability at the face: its repercussion for tunnelling technology” Tunnels & Tunnelling, Aprile 1989
- Peck R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Mexico city, 225-290;
- Panet M., Guenot A. (1982). Analysis of convergence behind the face of a tunnel Tunnelling '82, Brighton, 197-204;
- Broms B.B., Bennemark H. (1967). Stability of clay at vertical openings. J. Soil Mechanics and Foundations, Div. Am. Soc. Civ. Eng., 93: 71-94;
- Lombardi G., Amberg W. A. (1974). Une méthode de calcul élasto-plastique de l'état de tension et de déformation autour d'une cavité souterraine. Congresso Internazionale ISRM, Denver, 1974;
- Lunardi P. (2000). The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils. Tunnels & Tunnelling International, May 2000.
- Boscardin M.D., Cording E.J. [1989] – Buildings response to excavation-induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, n.1, pp. 1-21;
- Burland J.B. (1995) – Assessment of risk of damage to buildings due to tunneling and excavation. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, pp. 1189-1201;
- Burland J.B., Wroth C.P. (1974) – Settlement of buildings and associated damage. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, UK, pp. 611-654;
- Atterwell, P.B., Yeates, J. & Selby, A.R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Blackie 1986.

- Building Research Establishment (1981, revised 1990). Assessment of damage in low rise buildings with particular reference to progressive foundation movements. Digest 251, BRE, Garston, UK.
- Burland, J.B. & Wroth, C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. SOA Review. Conf Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 611- 654.
- Burland, J.B., Broms, B.B. & de Mello, V.F.B. (1977). Behaviour of foundations and structures – SOA Report, Session 2, Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Tokyo, 2; 495-546.
- Burland, J.B., Simpson, B. & St John, H.D. (1979). Movements around excavations in London Clay. Invited National Paper. Proc. 7th European Conf on SM&FE, Brighton, 1;13-29.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in-situ walls. ASCE Geotechnical Special Publication No. 25 - Design and Performance of Earth Retaining Structures, pp439-470.
- Karlsrud, K. and Myrvoll, F. (1976). Performance of a strutted excavation in quick clay. Proc. 6th European Conf SM&FE, Vienna, 1;157-164.
- Jennings, J.E. and Kerrich, J.E. (1962). The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to the Orange Free State Goldfields. The Civ. Engr. in Sth Africa, 5;5;122.
- MacLeod, I.A. & Littlejohn, G.S. (1974). Discussion on Session 5. Conf. Settlement of Structures, Cambridge, Pentech Press, London, pp 792-795.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. & Bracegirdle, A. (1993). Subsurface settlement profiles above tunnels in lay. Géotechnique 43; 2; 315-320.
- National Coal Board (1975). Subsidence Engineers Handbook. National Coal Board Production Dept., U.K.
- O'Reilly, M.P. and New, B.M. (1982). Settlements above tunnels in the United Kingdom – their magnitude and prediction. Tunnelling '82, London, 173-181.

- Peck, R.B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground, SOA Report. 7th Int Conf SM&FE, Mexico City, State of the Art Volume, pp225-290.
- Polshin, D.E. & Tokar, R.A. (1957). Maximum allowable non-uniform settlement of structures. Proc 4th Int Conf SM&FE, London, 1;402.
- Rankin, W.J. (1988). Ground movements resulting from urban tunnelling; predictions and effects. Engineering Geology of Underground Movement, Geological Society, Engineering Geology Special Publication No. 5, 79-92.
- The Institution of Structural Engineers (1978). State of the Art Report - Structure-Soil Interaction. Revised and extended in 1989.
- The Institution of Structural Engineers (1994). Subsidence of low rise buildings.
- Timoshenko, S. (1957). Strength of materials - Part I, D van Nostrand Co, Inc. London.
- R.M. Koerner, Designing with Geosynthetics, fifth edition, Prentice Hall
- S.J. Drushel, E.R. Underwood, Design of Lining and Cover System Sideslopes
- H.I.Ling, D. Leschinsky, Seismic Stability and Permanent Displacement of Landfill Cover System, J. Geotech. Geoenviron. Eng. 1997
- FHWA HI95038 "Geosynthetic Design and Construction Guidelines".
- Richardson, G.N. and Zhao, A., (2000), "Gas Transmission in Geocomposite Systems", Geotechnical Fabrics Report, March, pp. 20-23, 2000.
- St.John C.M., Zahrah T.F., 1987, Aseismic design of underground structures, Tunneling and Underground Space Techn Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci ology, 2 (2), 165-197.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F., 2006, Sollecitazioni indotte da sisma in gallerie circolari interrato, Atti del VI IARG, Pisa.
- Bilotta E., Aiello V., Conte E., Lanzano G., Russo G., Santucci de Magistris F., Silvestri F. Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche.

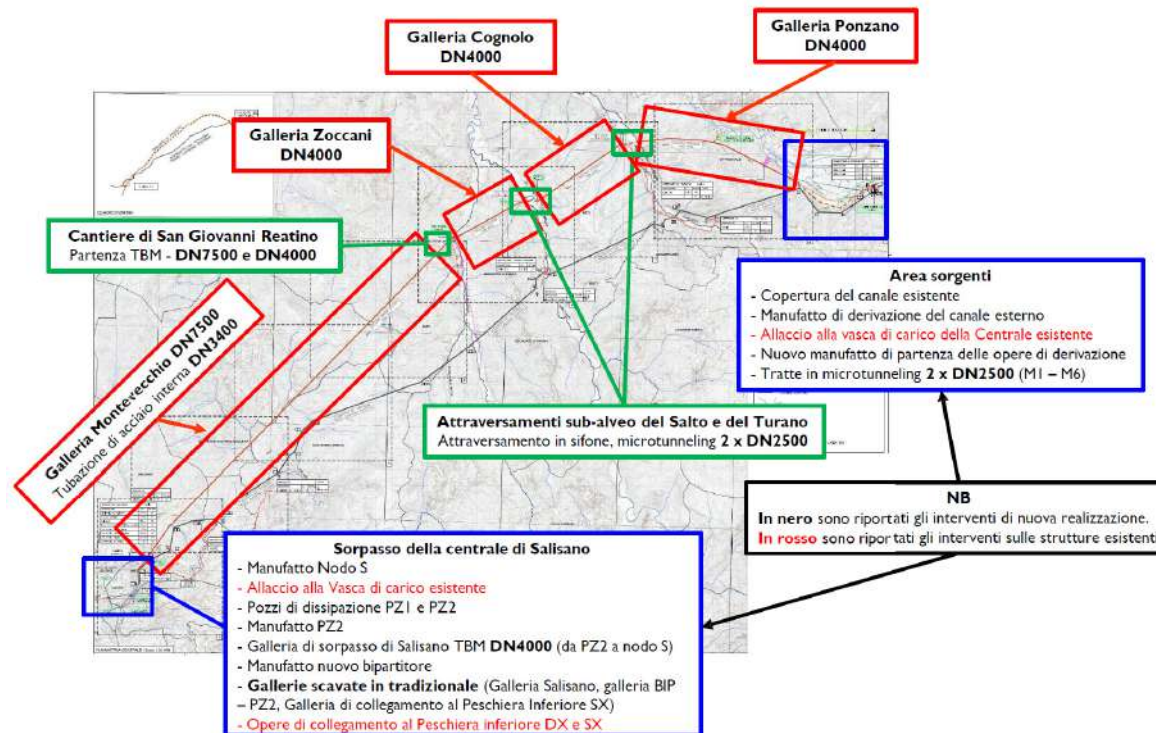
- Wang J., 1993, Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of- the-art Design Approach, Monograph 7, Parsons, Brincker-hoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- Fu P.C., Wang G., Zhang J.M., 2004, Analytical approaches for underground structures subjected to longitudinally propagating shear waves, Proc. V ICSDEE & III ICEGE, Berkeley, USA.
- Power M.S., Rosidi D., Kaneshiro J., 1996, Vol.III Strawman: screening, valuation and retrofit design of tunnels, Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Re-search, Buffalo, New York.
- K. Kawashima, «Seismic design of underground structures in soft ground: A review,» in Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft Ground, [2000];
- P. Lunardi, Progetto e costruzione di gallerie, Milano: Hoepli, [2006];
- Bustamante e Doix, «Une metode pour le calcul des tirantes et des micropieux injectès,» Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, n. 140, pp. 75-92, [1985];
- J. Penzien, «Seismically induced racking of tunnel linings,» Earthquake engineering and structural dynamics, n. 29, pp. 683-691, [2000];
- E. Schwartz, «Improved Design of Tunnel Supports,» Simplified Analysis for Groundstructure interaction in Tunneling, vol. 1;
- M. Corigliano, C. Lai e G. Barla, «Approcci semplificati nella progettazione sismica di gallerie profonde»;
- Campbell K.W. et al. [1979], Correlations of seismic velocity with depth in Southern California. UCLA-ENG-7965. University of California, Los Angeles;
- Guglielmetti V., Grasso P. G., Xu S. [2007] Mechanized Tunnelling in Urban Areas. Taylor & Francis;

### **3 DESCRIZIONE DELLE OPERE**

Di seguito viene fornita una descrizione delle opere connesse ai tratti di infrastruttura realizzati con tecnica del Microtunneling, per una descrizione più esaustiva fare riferimento all’allegato 1 della relazione geotecnica "*Relazione geotecnica generale*".

La figura seguente illustra un quadro sinottico di tutte le opere previste per il progetto in esame, individuando sia i manufatti e gli interventi puntuali, sia gli elementi lineari che li collegano garantendone la continuità.



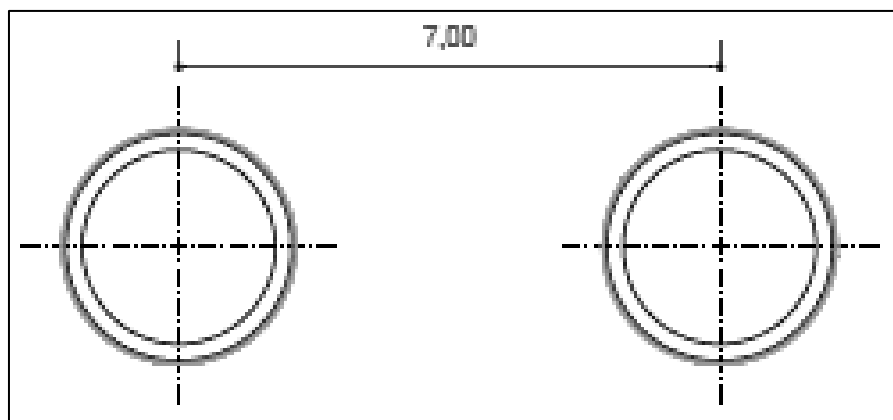


**Figura 3.1 – Quadro sinottico delle opere previste nel progetto.**

## **3.1 Piana di San Vittorino**

### *3.1.1 Tratte in Microtunneling*

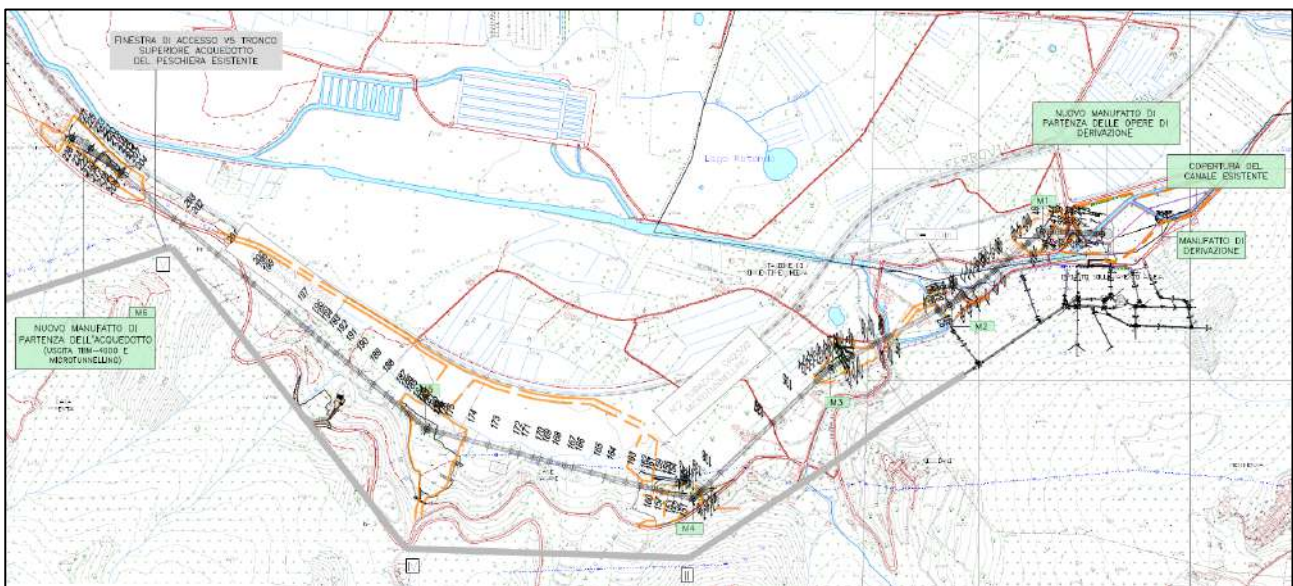
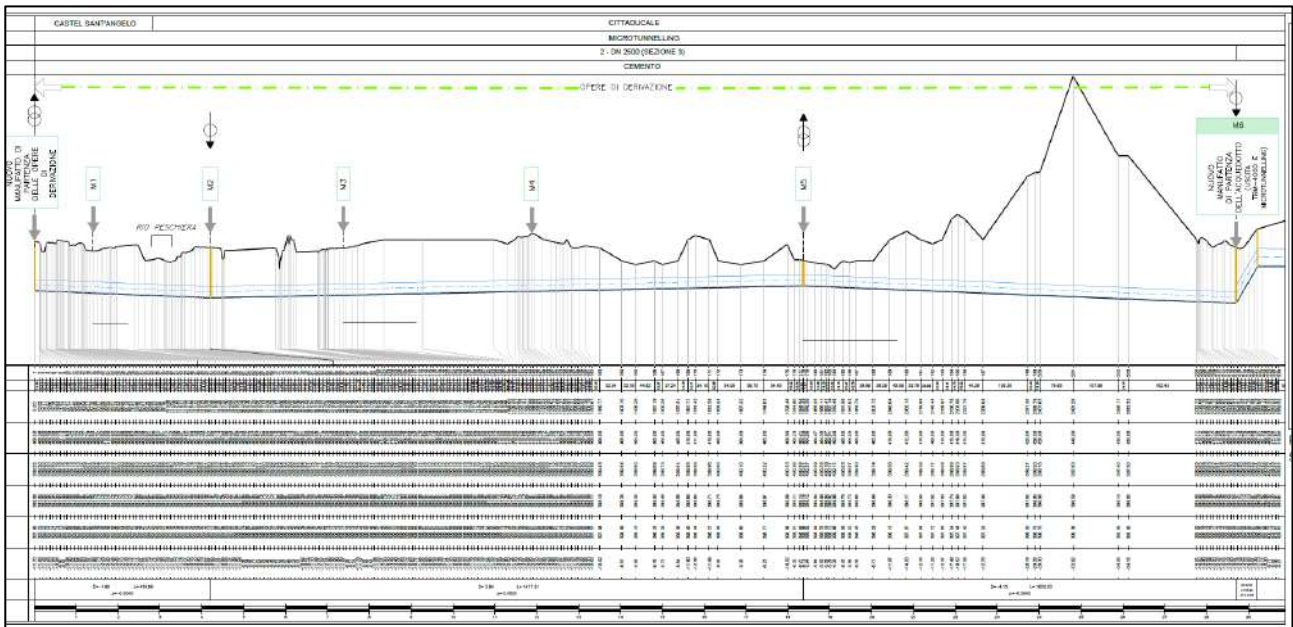
L’attraversamento delle opere di derivazione lungo Piana di San Vittorino è previsto attraverso la posa di due tubazioni parallele DN2500 in c.a.v. a spinta con tecnologia Microtunnelling e rivestimento interno in polietilene alta densità (HDPE). L’interasse tra le due condotte è di 7.00 m: tale valore è stato individuato cercando di minimizzare la mutua interazione tra le condotte, mantenendo contemporaneamente la dimensioni dei pozzi di spinta/arrivo più ridotta possibile.



**Figura 3.1 – Sezione tipo delle condotte lungo la Piana di San Vittorino**

La lunghezza complessiva delle tratte che collegano i pozzi di spinta e di arrivo è di circa 2870 m; tutti i collegamenti tra i vari pozzi sono sostanzialmente rettilinei.

La copertura media delle tubazioni è dell’ordine dei 10-12m.



**Figura 3.2 – Profilo e planimetria delle opere di attraversamento lungo la Piana di San Vittorino**

La posizione planimetrica del tracciato scelta in prossimità del versante e non centrale alla piana, consente di minimizzare le problematiche connesse ai fenomeni storici di sinkhole ed eventuali rischi legati a fenomeni di potenziale liquefazione riducendo

sensibilmente la quota del bedrock presente al di sotto delle alluvioni. La profondità definita per il passaggio dell’infrastruttura consente inoltre di attraversare strati alluvionali addensati, che risentono residualmente di potenziali fenomeni di liquefazione.

Per consentire la posa delle tubazioni di questa lunghezza con la tecnologia del microtunnelling, è necessario individuare lungo l’intero percorso una suddivisione delle tratte di posa. Per tale motivo è necessario individuare dei pozzi di spinta/arrivo. Sono stati definiti quindi cinque pozzi lungo la piana che assolvono a quest’ultima funzione durante l’esecuzione dei lavori e che poi verranno sfruttati come punti di accesso ed ispezione durante la vita utile dell’infrastruttura. I pozzi hanno forma in pianta poligonale, ricavata sulla base degli allineamenti delle perforazioni, e hanno alternativamente la funzione di spinta della MTBM (Micro Tunnel Boring Machines) e dei conci di tubazione, ovvero di arrivo della testa fresante e dello smontaggio: pertanto le dimensioni minime di ingombro planimetrico dipenderanno dalla minimizzazione tra le aree richieste durante le lavorazioni e dagli ingombri necessari durante la fase di esercizio.

Nell’ottica di limitare le dimensioni di ciascun pozzo, il dimensionamento è stato condotto affinché ciascuno scavo possa essere pozzo di arrivo da entrambe i lati oppure di partenza delle tratte incidenti nel pozzo stesso.

Nello specifico:

- M1 è un pozzo di spinta della testa fresante verso MNP e M2;
- M2 è un pozzo di arrivo della testa fresante da M1 e M3;
- M3 è un pozzo di spinta della testa fresante verso M2 e M4;
- M4 è un pozzo di arrivo della testa fresante da M3 e M5;
- M5 è un pozzo di spinta della testa fresante verso M6 e M4.

Il manufatto M6, posizionato alla fine della Piana di San Vittorino, si sviluppa su due livelli principali e non è quindi classificabile precisamente come pozzo, come avviene

invece nel caso degli altri lungo la piana; rappresenta, inoltre, il manufatto di partenza dell’Acquedotto in cui confluiscono le opere di derivazione e da cui il funzionamento avviene a pelo libero attraverso una galleria idraulica DN4000.

Le tratte di progetto hanno le seguenti lunghezze:

- da M1 a MNP L=140.00 m circa;
- da M1 a M2 L=280.00 m circa;
- da M3 a M2 L=320.00 m circa;
- da M3 a M4 L=450.00 m circa;
- da M5 a M4 L=650.00 m circa;
- da M5 a M6 L=1035.00 m circa;

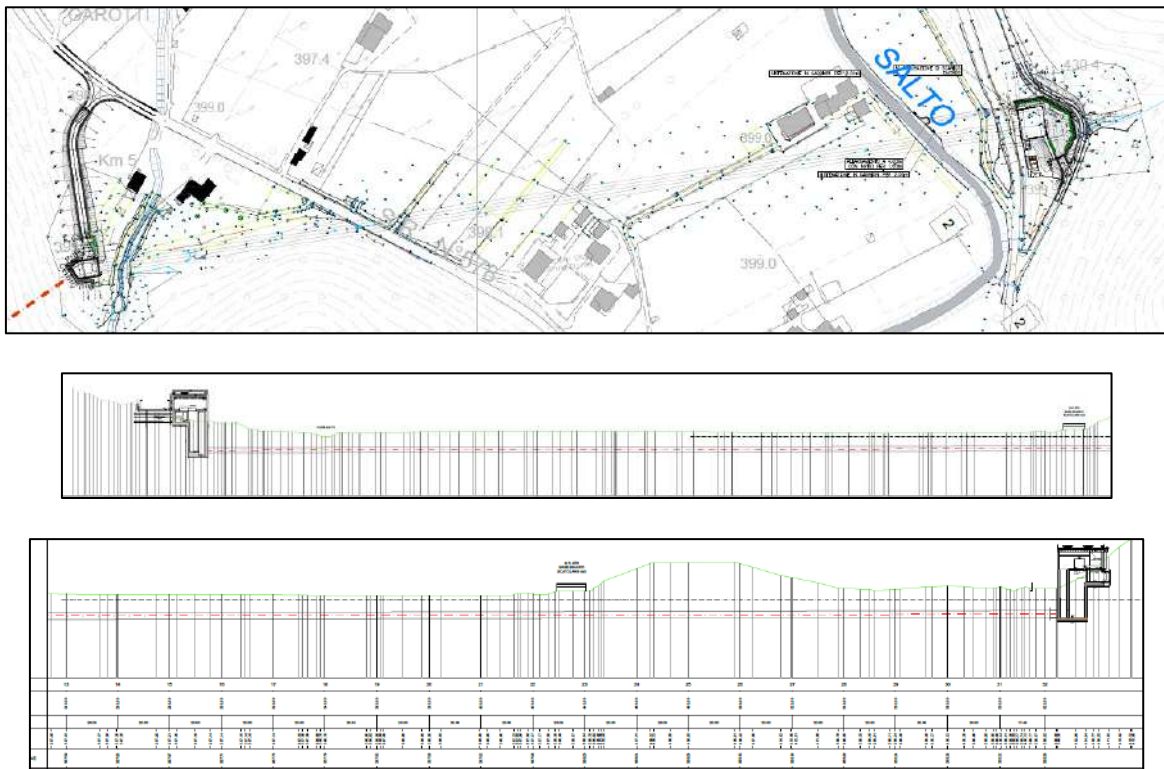
Le tratte in progetto prevedono l’attraversamento di terreni alluvionali sotto falda, ad eccezione dell’ultima da M5 a M6 in cui l’opera attraversa per alcune centinaia di metri (205.00 m) in prossimità di M6 i conglomerati di base del versante.

## **3.2 Il Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera**

### *3.2.1 Microtunnelling sottoattraversamento Valle del Salto*

L’attraversamento della valle del Salto avverrà in subalveo tramite la posa di due condotte DN2500, parallele, con la tecnologia microtunneling, tra il Manufatto Salto Monte e il Manufatto Salto Valle. Pertanto, i due manufatti che saranno realizzati nelle zone di approccio/uscita delle gallerie scavate con TBM EPB, assumono anche la funzione, durante i lavori, di pozzo di spinta (Manufatto Salto Monte) e di arrivo (Manufatto Salto Valle) delle teste fresanti del microtunnelling.

Il funzionamento dell’attraversamento, dal punto di vista idraulico, è a sifone, con il passaggio da un funzionamento a pelo libero fino ai versanti prospicienti la piana, ad uno in pressione per il sottoattraversamento della stessa.



**Figura 3.2 – Planimetria e profilo di attraversamento della piana del Salto.**

### 3.2.2 Microtunnelling sottoattraversamento Valle del Turano

L’attraversamento della valle del Turano avverrà in subalveo tramite la posa di due condotte DN2500, parallele, con la tecnologia microtunneling, tra il Manufatto Turano Monte e il Manufatto Turano Valle. Pertanto, i due manufatti che saranno realizzati nelle zone di approccio/uscita delle gallerie scavate con TBM EPB, assumono anche la funzione, durante i lavori, di pozzo di spinta (Manufatto Turano Monte) e di arrivo (Manufatto Turano Valle) delle teste fresanti del microtunnelling.

Il funzionamento dell’attraversamento, dal punto di vista idraulico, è a sifone, con il passaggio da un funzionamento a pelo libero fino ai versanti prospicienti la piana, ad uno in pressione per il sottoattraversamento della stessa.

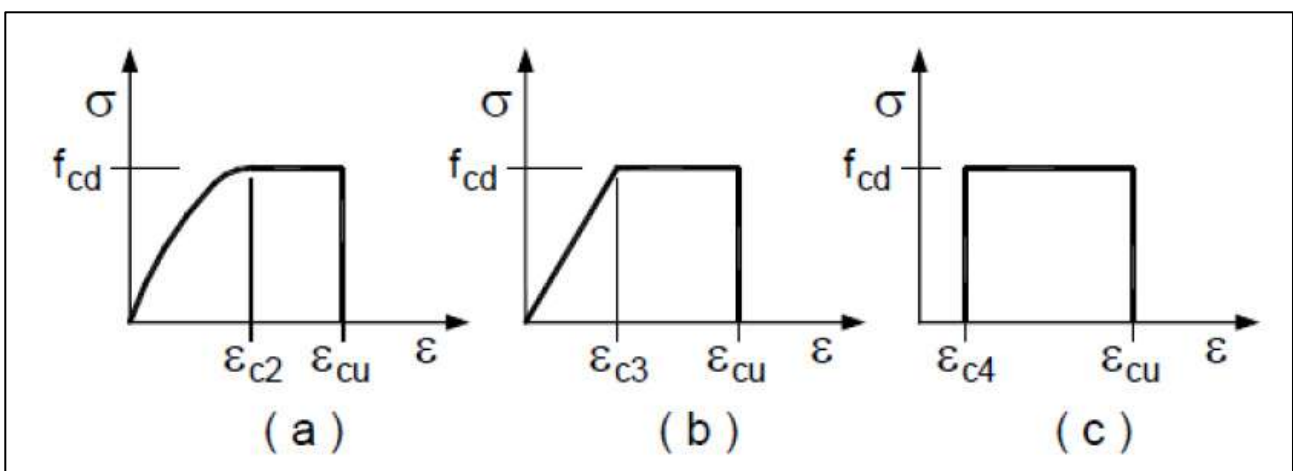


**Figura 3.3 – Planimetria e profilo di attraversamento della piana del Turano.**

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo per conci tubazione in c.a.v. C 50/60

Nella figura seguente sono rappresentati i diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018:



**Figura 4.1 – Legame costitutivo calcestruzzo: (a) Parabola rettangolo; (b) Triangolo rettangolo; (c) Stress-Block**

In particolare, per il microtunneling è utilizzato un calcestruzzo con classe di resistenza C50/60 per cui si può porre:

- $\varepsilon_{c2} = 0,20\%$   $\varepsilon_{cu} = \mathbf{0,35\%}$
- $\varepsilon_{c3} = 0,175\%$   $\varepsilon_{c4} = \mathbf{0,07\%}$
- Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni di maturazione  $R_{ck} = \mathbf{60 \text{ N/mm}^2}$
- Modulo di elasticità normale  $E_{cm} = 22000 \cdot ((f_{ck} + 8) / 10)^{0.3} = \mathbf{39099 \text{ N/mm}^2}$
- Peso dell’unità di volume  $\gamma_c = \mathbf{25 \text{ kN/m}^3}$

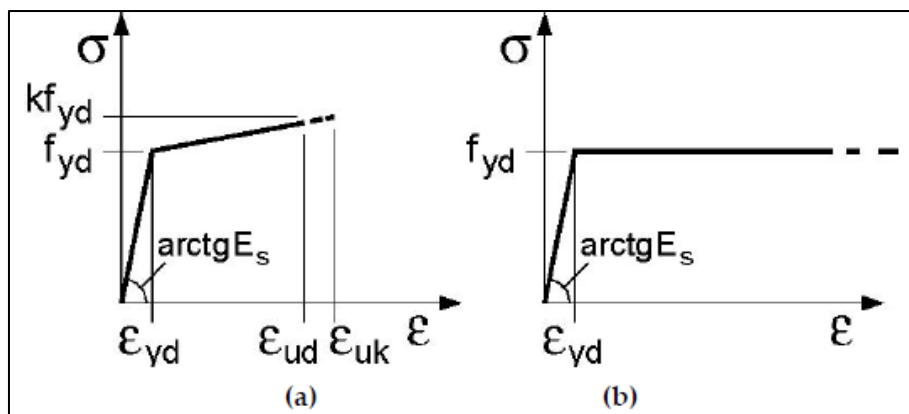


Caratteristiche meccaniche calcestruzzo

- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = \mathbf{49.8 \text{ N/mm}^2}$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = \mathbf{28.22 \text{ N/mm}^2}$
- $f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3} = \mathbf{4.06 \text{ N/mm}^2}$
- $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = \mathbf{2.84 \text{ N/mm}^2}$
- $f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = \mathbf{4.87 \text{ N/mm}^2}$
- Classe di esposizione **XA2**
- Massimo rapporto a/c **0.5**
- Classe di consistenza **S4**
- Cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156

## 4.2 Barre di armatura ad aderenza migliorata B450C

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



**Figura 2.1 – Legame costitutivo acciaio (a) Bilineare finito con incrudimento (b) Elasto-Plastico indefinito**

- |   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| • Tensione caratteristica di snervamento            | $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$  |
| • Tensione caratteristica di rottura                | $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$  |
| • Modulo elastico (secondo EC2)                     | $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$       |
| • Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento | $1,13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1,35$ |
| • Coefficiente di sicurezza parziale                | $\gamma_s = 1.15$                 |
| • Tensione di Snervamento di calcolo                | $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$        |
| • Deformazione di snervamento di calcolo            | $\epsilon_{syd} = 1.96 \%$        |

### **4.3 Acciaio per manicotti dei giunti**

Il manicotto del giunto sarà costruito con acciaio del tipo S235, UNI EN 10025 o superiore, con le seguenti caratteristiche:

- Tensione di rottura a trazione  $f_{tk} \geq 355$  MPa;
- Tensione di snervamento  $f_{yk} \geq 235$  MPa.

### **4.4 Guarnizioni in gomma**

Il manicotto del giunto sarà costruito con acciaio del tipo S235, UNI EN 10025 o superiore, con le seguenti caratteristiche:

- Tensione di rottura a trazione  $f_{tk} \geq 355$  MPa;
- Tensione di snervamento  $f_{yk} \geq 235$  MPa.

### **4.5 Rivestimento interno in HDPE**

Il rivestimento dovrà avere le seguenti caratteristiche minime:

- Indice di fluidità 1,0- g/10min
- Densità 0,941 g/cm<sup>3</sup> (941kg/m<sup>3</sup>)
- Resistenza a rottura per trazione 27,24MPa
- Valore per allungamento a rottura  $\geq 600\%$
- Valore snervamento a trazione 17 MPa
- Durezza shore 58
- Resistenza a strappo dal calcestruzzo  $\leq 38'000$  kg/m<sup>2</sup>
- Resistenza alla perforazione 350 N/mm
- Assorbimento acqua 0,3%
- Materiale solubile in acqua (a 24 h) 0,003%
- Resistenza all’abrasione 170 N
- Resistenza attacco chimico da ph 2 a ph 12

## **5 OPERE CONNESSE AL MICROTUNNEL**

Dopo un’attenta analisi dei rischi, per le zone della piana di San Vittorino e delle Valli del Salto e del Turano, si è optato per la tecnologia di scavo meccanizzato con MTBM che consente di:

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

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

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

Nel capitolo si intende fornire:

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

- La verifica strutturale della tubazione in sezione trasversale (Condizioni di esercizio);
- La verifica geotecnica di stabilità del fronte di scavo

Il progetto degli interventi per la realizzazione del Nuovo Tronco Superiore dell’Acquedotto del Peschiera prevede, tra gli altri, la posa in opera di una doppia galleria costituita da due tubazioni affiancate del DN 2500 ( $D_e = 3000$ ) in calcestruzzo armato vibrato poste ad un interasse di circa 2.5 volte il diametro che seguiranno uno sviluppo planimetrico di lunghezza pari a circa 2.875 m compreso tra i pozzi di spinta ed arrivo M1 – M6. I pozzi M1, M3 ed M5 sono pozzi di spinta da cui partiranno le due macchine in due direzioni differenti; i pozzi M2, M4 ed M6 saranno pozzi di arrivo. Le singole tratte sono le seguenti:

- Piana di San Vittorino
  - Spinta da M1 a NMP per una lunghezza di circa 129 m;
  - Spinta da M1 a M2 per una lunghezza di circa 254 m;
  - Spinta da M3 a M2 per una lunghezza di circa 344 m;
  - Spinta da M3 a M4 per una lunghezza di circa 450 m;
  - Spinta da M5 a M4 per una lunghezza di circa 650 m;
  - Spinta da M5 a M6 per una lunghezza di circa 1048 m.
- Attraversamento del fiume Salto
  - Spinta da Salto Monte a Salto Valle per una lunghezza di circa 670m
- Attraversamento del fiume Turano
  - Spinta da Turano Monte a Turano Valle per una lunghezza di circa 550m

Le coperture dal piano campagna all’estradosso delle gallerie presentano un valore medio di circa 10m, eccetto per l’ultimo tratto da M5 a M6 lungo la piana di San Vittorino. In cui le coperture superano in media 20m.

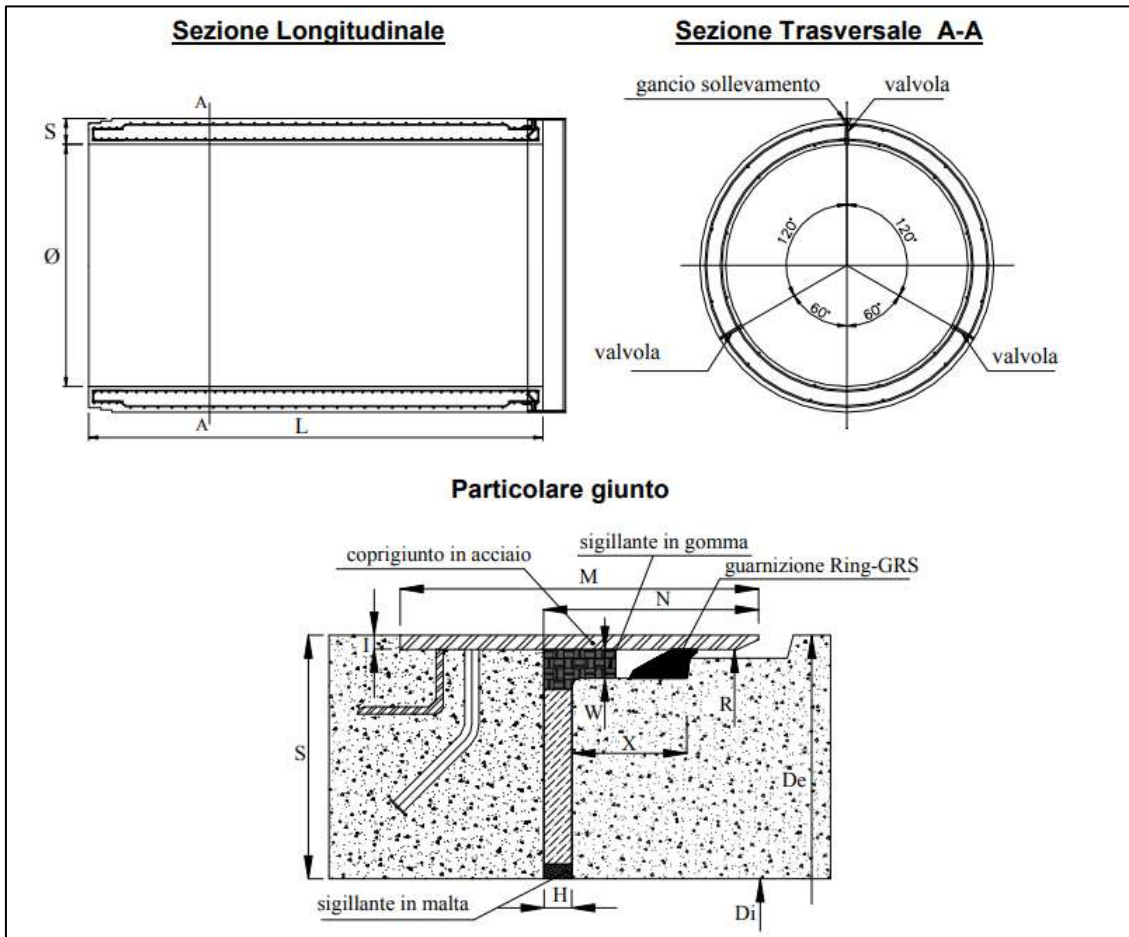
L’assetto stratigrafico è caratterizzato da terreni prevalentemente ascrivibili ai depositi alluvionali costituiti da alternanze di ghiaie-sabbiose, sabbie-limo-argillose e sabbie

ghiaiose, non potendo tuttavia escludere la possibilità di trovarsi anche in presenza di conglomerati grossolani a clasti arenacei e calcari.

Il livello piezometrico rilevato è tale che la quota della generatrice superiore della tubazione da posare in microtunneling sarà sempre posta al di sotto del livello di falda. Per ciascun tratto sarà specificato il livello medio della falda utilizzata ai fini del calcolo.

Il tracciato risulta essere composto prevalentemente da tratti rettilinei a meno del tratto M5-M4 che è curvilineo planimetricamente con un raggio di curvatura di  $R=4500\text{m}$ , mentre non sono presenti curvature sul piano verticale.

Il rivestimento del microtunnel sarà costituito da tubi in calcestruzzo armato prefabbricati in conci di lunghezza complessiva di 2.50 m, comprensiva del collare metallico del giunto, al fine di evitare l'onere ed i costi di impiegare un trasporto eccezionale per la consegna dei conci in cantiere. Il diametro interno è di 2.50 m, mentre il diametro esterno è di 3.0 m per uno spessore di 0.25 m. Il rivestimento interno della tubazione sarà realizzato con liner alta densità HDPE saldato sui giunti adatto per condotte di acqua potabile e prodotti alimentari in conformità al D.M. n. 174 del 6 aprile 2004. Il liner consente pertanto la continuità interna della tubazione annullando di fatto la possibilità di infiltrazione ed exfiltrazione attraverso la condotta e proteggendo il calcestruzzo dai problemi connessi al deterioramento del materiale negli anni a contatto con la portata filtrante.



**Figura 5.1 - Tipologico tubazione a spinta per MT e particolare del giunto di  
connessione**

## **5.1 Descrizione del metodo di scavo**

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

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

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

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



terreno) viene bilanciata dalla pressione garantita all’interno della camera di smarino dal circuito di pompaggio appositamente installato.

Il sistema Microtunnelling prevede i seguenti componenti fondamentali:

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

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

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

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

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

La Figura 14.2 riporta uno schema del cantiere tipo in microtunneling, dove è possibile vedere le principali attrezzature che compongono il sistema:

- testa fresante microtunneling;
- container di comando;

- unità di spinta principale e pozzo di spinta;
- vascone di sedimentazione ed impianto di separazione;
- tubi in calcestruzzo;
- pompe per il sistema idraulico di scavo e di smarino;
- Unità di spinta intermedia.



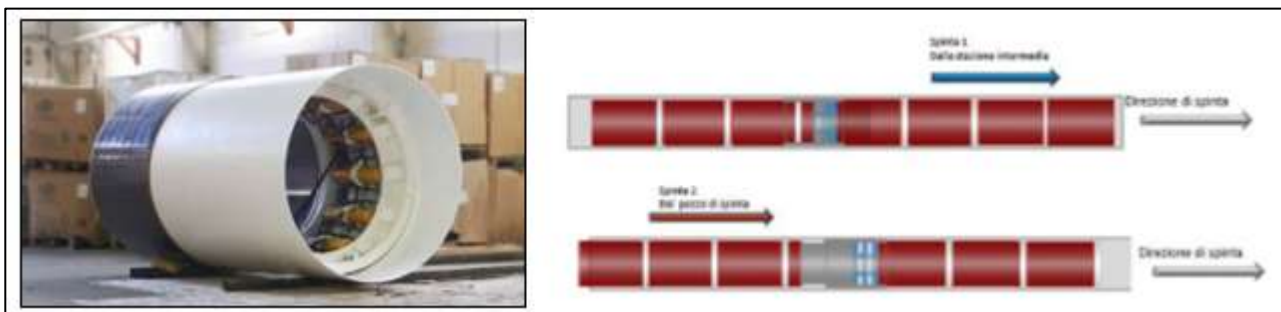
**Figura 5.2 - Cantiere Microtunnelling (immagine ricavata da brochure MTS Perforator GMBH)**

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



**Figura 5.3 - Immagine della guarnizione di ingresso (da Herreknecht website)**

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



**Figura 5.4 - Immagine stazione di spinta intermedia (da UNI-PdR 26.02.2017)**

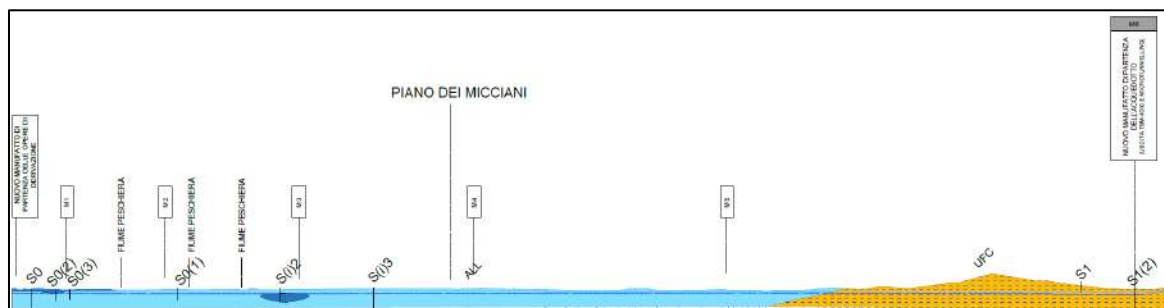
## 5.2 Scelta del tipo di fresa

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

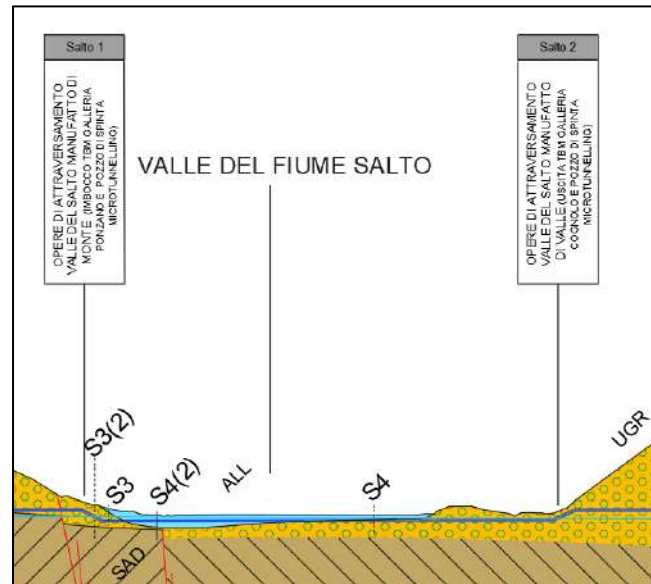
### 5.2.1 Tipologia terreni da attraversare

La natura dei terreni da scavare, come già detto in premessa, è caratterizzata prevalentemente dalla presenza di depositi alluvionali costituiti da alternanze di ghiaie-sabbiose, sabbie-limo-argillose e sabbie ghiaiose, non potendo tuttavia escludere la possibilità di trovarsi anche in presenza di conglomerati grossolani a clasti arenacei e calcari.

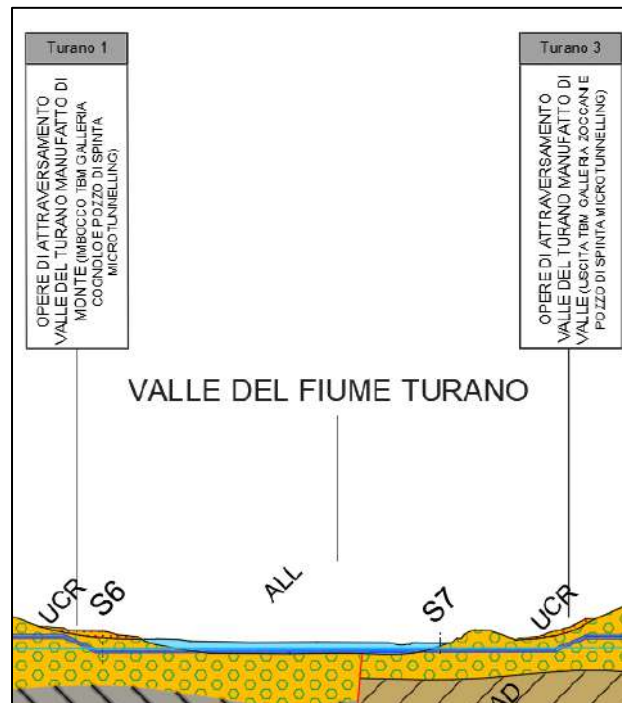
Depositi e coperture quaternarie	
Unità litotecnica	Descrizione
ALL (Piana San Vittorino)	Limo sabbioso debolmente argilloso (facies coesiva)
	Sabbie a grana medio-fine con ghiaie eterodimensionali (facies granulare)
ALL (Valle del Salto)	Ghiaie in matrice sabbioso-argillosa
ALL (Valle del Turano)	Sabbie fini limose con clasti arenacei
ALL (Fosso di Ariana)	Alternanze ghiaiose in matrice limoso-sabbiosa con livelli sabbioso-limosi
UGR	Conglomerati fortemente eterometrici, da cementati a molto cementati
UMS	Conglomerati clastosostenuti, con clasti arenacei, silicei e calcarei
UFC	Conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati



**Figura 5.5 - Sezione stratigrafica di dettaglio del tratto principale in microtunnelling lungo la piana di San Vittorino**



**Figura 5.6 - Sezione stratigrafica di dettaglio del tratto principale in microtunneling lungo l’attraversamento del fiume Salto**



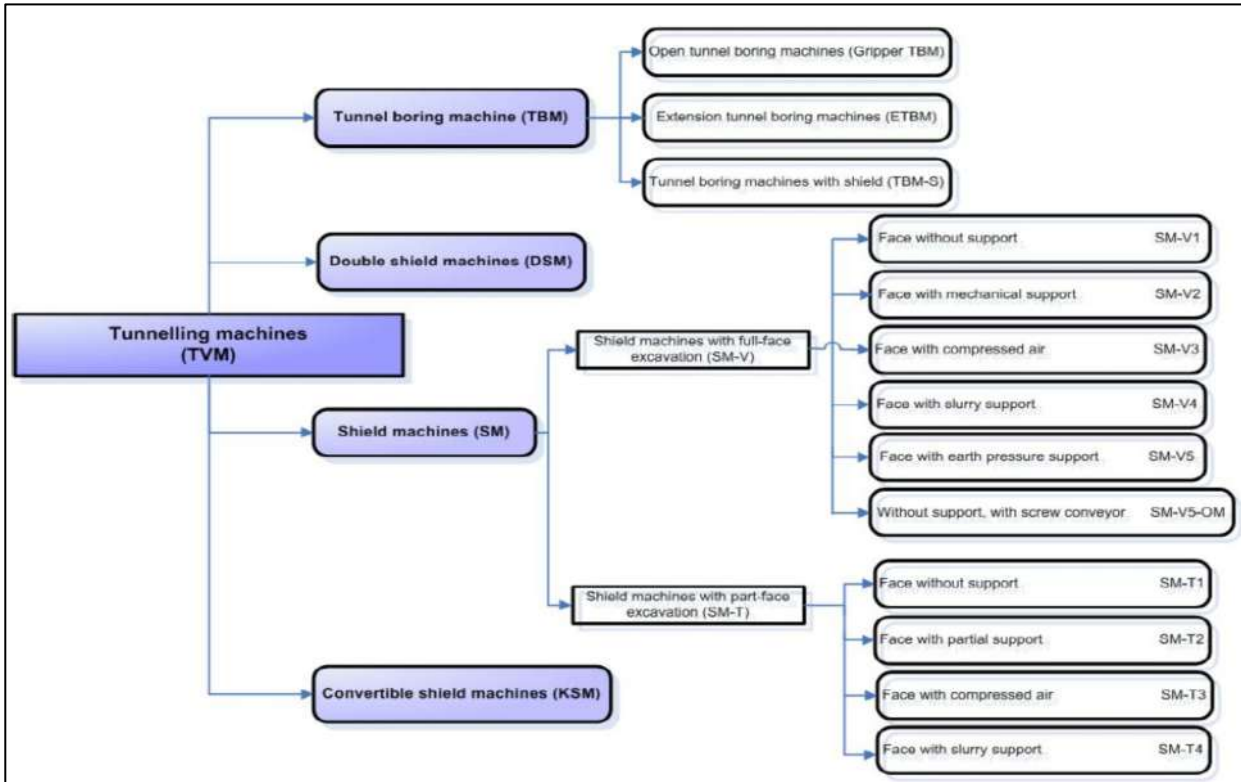
**Figura 5.7 - Sezione stratigrafica di dettaglio del tratto principale in microtunneling lungo l’attraversamento del fiume Turano**

### *5.2.2 Scelta del tipo di macchina e del sistema di smarino da impiegare*

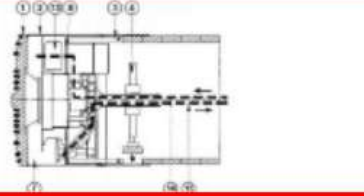

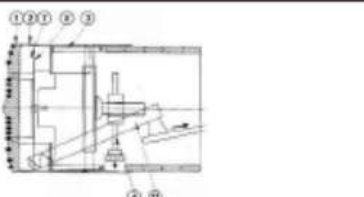

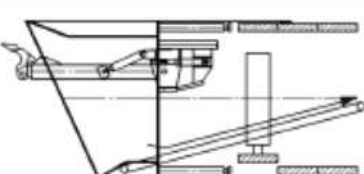

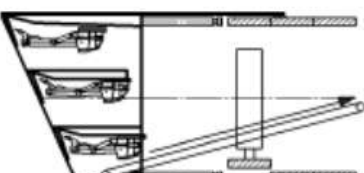

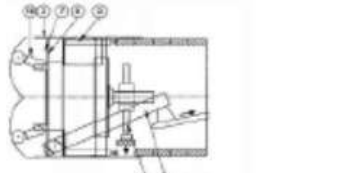

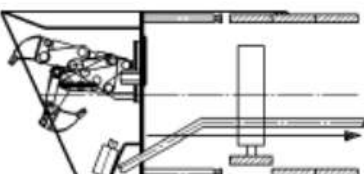

Sulla base delle caratteristiche dei terreni che si andranno a scavare e considerando lo stato dell’arte della tecnologia microtunneling, si ritiene idonea l’adozione di una macchina a scudo chiuso e smarino idraulico (tipo SM – V, vedi figure seguenti). Il sistema a smarino idraulico noto anche come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

- Disco fresante dotato degli utensili di scavo;
- Scudo esterno;
- Cilindri direzionali;
- Erettore di conci (opzionale e solo dove si prevede di installare conci in luogo delle tubazioni)
- Camera di smarino;
- Linea acqua ad alta pressione;
- Aria compressa (opzionale dove prevista)
- Linea di mandata del fluido di smarino;
- Linea di ritorno del fluido di smarino.

A supporto della idoneità del tipo di macchina da impiegare nel caso specifico si riporta la tabella sui campi di applicabilità della tecnologia adottata contenuta nelle linee guida del DAUB dalla quale si evince l’applicabilità nella tecnologia Slurry in un ampio settore delle perforazioni, ma soprattutto con riferimento alla geologia del sito in esame (Figura 14.8). Tuttavia, sarà necessario svolgere i dovuti approfondimenti e le dovute verifiche nelle fasi successive di progettazione al fine di dimensionare la macchina scelta in base alle specifiche esigenze del progetto.



**Figura 5.8 - Categorie delle macchine da Tunnelling, DAUB 2010.**

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

**Figura 5.9 - Schema funzionale macchina a smarino idraulico**

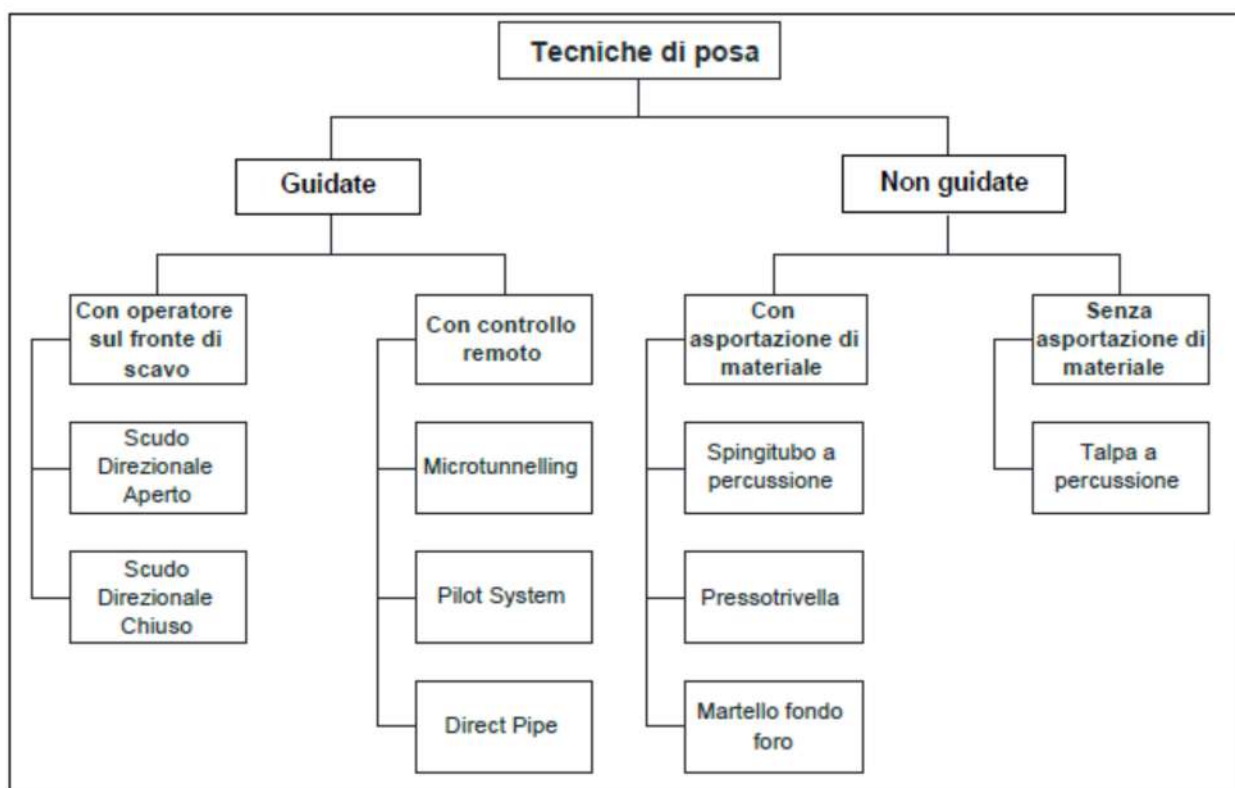


Geotechnische Kennwerte Geotechnical values	SCHILDMASCHINE mit Vollschnittabbau und Flüssigkeitsstützung (SM-V4) Shield Machine with full-face and fluid support (SM-V4)					
<b>Lockergestein (Soft soil)</b>						
Feinkornanteil (< 0,06 mm) DIN 18196 Fine grain fraction (< 0,06 mm)	<5 %	5 – 15 %	15 –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

+ Haupteinsatzbereich / Main held of application  
 ○ Einsatz möglich / Application possible  
 - Einsatz kritisch / Application critical

**Figura 5.10 - Campi di applicazione delle macchine da Microtunneling a smarino idraulico**

Analoghe considerazioni circa l’idoneità del sistema di perforazione scelto scaturiscono dall’analisi dei contenuti della UNI/PdR 26.2:2017 che individua tra le diverse tecnologie a spinta il microtunneling come la tecnologia dotata di maggiore flessibilità e sicurezza per lavorazioni che prevedono la posa di tubazioni a spinta specialmente in presenza di falda.



**Figura 5.11 - Suddivisione delle tecniche di posa a spinta secondo la UNI/PdR 26.02.2017**

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

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

**Figura 5.12 - Applicabilità delle tecnologie a spinta in funzione delle caratteristiche geologiche dei terreni in sito.**

### *5.2.3 Scelta della testa di scavo*

La configurazione della testa di scavo è in stretta correlazione con la natura dei terreni da attraversare, nel caso specifico si tratta di terreni sciolti prevalentemente ghiaioso-sabbiosi e sabbioso -limosi; tuttavia, dalle indagini geologiche non si può escludere che nella perforazione saranno attraversati anche dei conglomerati.

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



**Figura 5.13 - Esempio di testa fresante per scavo di materiali misti.**

#### *5.2.4 Sovrascavo*

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

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

### *5.2.5 Tubi di spinta*

Come detto saranno considerate tubazioni di  $L=2.50\text{m}$  di spessore 25 cm e diametro interno 2500mm. I tubi di spinta, impiegati nelle applicazioni con microtunneling, differiscono da quelli utilizzati nelle applicazioni con scavo di trincea, in quanto sono realizzati in modo da sopportare le spinte delle fasi di interrimento oltre ai carichi idrostatici, del terreno di copertura ed esterni applicati in superficie.

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

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

## **5.3 Calcolo della forza totale di spinta**

### *5.3.1 Fattori che definiscono la forza di spinta totale*

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

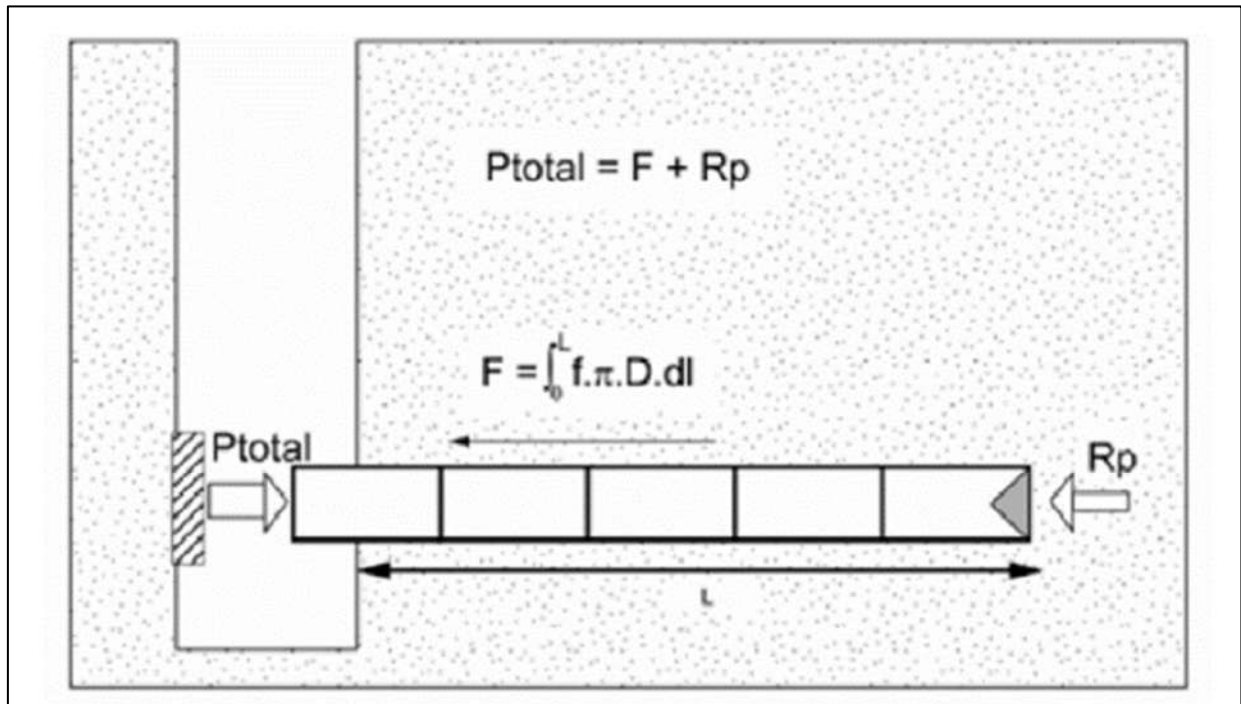
La spinta totale, necessaria per interrare una nuova tubazione mediante la tecnologia del microtunnelling, dipende principalmente dalle forze d’attrito dinamico che agiscono lungo la superficie della tubazione e aumentano all’avanzare dello scavo. Gli altri parametri che determinano la spinta totale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

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

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

Con:

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



**Figura 5.14 - Schematizzazione delle azioni e resistenze del problema**

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

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

- Granulometria del terreno;
- Stabilità del cavo;
- Presenza o meno del lubrificante;
- Volume di lubrificante iniettato;
- Iniezione continua o discontinua;
- Durata dei fermi lavoro.



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

Gli altri fattori, ad eccezione dell’ultimo, sono tutti in funzione delle modalità di iniezione del lubrificante all’interno del sovrascavo. Tale parametro infatti è risultato di fondamentale importanza per la corretta definizione del valore di  $f$ , fino a raggiungere un valore limite inferiore costante, indipendente dal terreno, quando l’iniezione è condotta in continuo e con volumi elevati di miscela.

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

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

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

### 5.3.2 Fattori di convergenza del cavo

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

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

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

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

con

- E: modulo elastico terreno
- $\nu$ : coefficiente di Poisson del terreno
- D: diametro di scavo
- $\sigma_v$ : tensione totale verticale
- $\sigma_h$ : tensione totale orizzontale

Il valore della tensione totale verticale  $\sigma_v$  è pari a

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

con  $\sigma_{v0}$  la tensione totale verticale geostatica e con  $q_0$  l’aliquota alla profondità della galleria di un carico  $q_s$  superficiale.

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

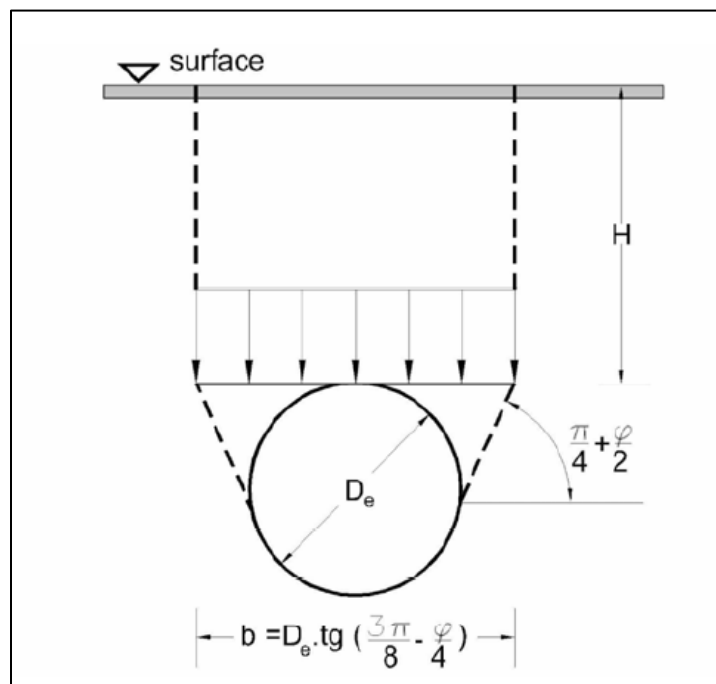
$$k_M = (1 - e^{-2k \tan\phi H/D}) / (2k \tan\phi H/D)$$

In cui  $k$  è il coefficiente di spinta orizzontale, che è posto pari all’unità, visti i valori sperimentalmente misurati e consigliati dalle linee guida prese a riferimento. La

---

grandezza  $D$  rappresenta l’ampiezza della colonna di terreno influenzata dal meccanismo in esame ed è posta pari a:

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



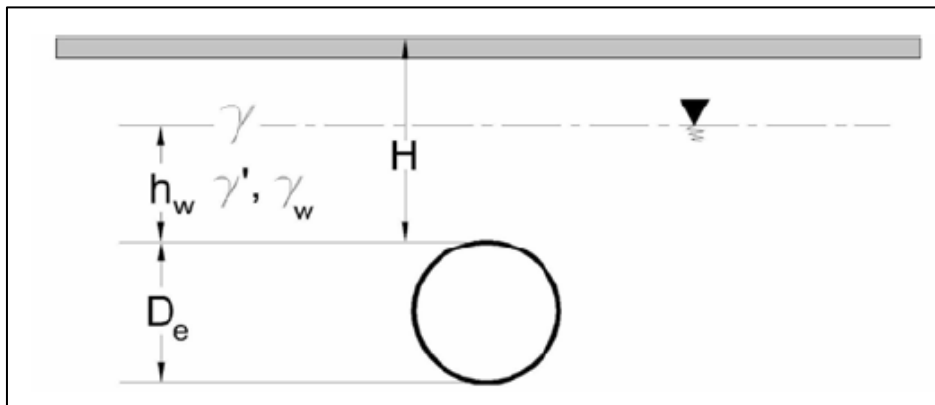
**Figura 5.15 - Volume di terreno in gioco nel meccanismo– Modello di Terzaghi**

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

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

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

$$k_1 = \frac{1 - e^{-2.K \tan \phi \frac{H-h_w}{b}}}{2.K. \tan \phi. \frac{H-h_w}{b}} \qquad k_2 = \frac{1 - e^{-2.K \tan \phi \frac{h_w}{b}}}{2.K. \tan \phi. \frac{h_w}{b}}$$



**Figura 5.16 - Presenza della falda**

### 5.3.3 Calcolo della forza di attrito

#### 5.3.3.1 Forza di attrito dinamica per cavo stabile

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

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

Con

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

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

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

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

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

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

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

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

#### 5.3.3.2 Forza di attrito dinamica per cavo instabile

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

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

- Per materiali granulari

con:

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

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

- Per materiali coesivi

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

con:

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

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

### 5.3.3.3 Calcolo della forza di attrito statica

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

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

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

### 5.3.3.4 Calcolo della resistenza della testa della MTBM alla penetrazione

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

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

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

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

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

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

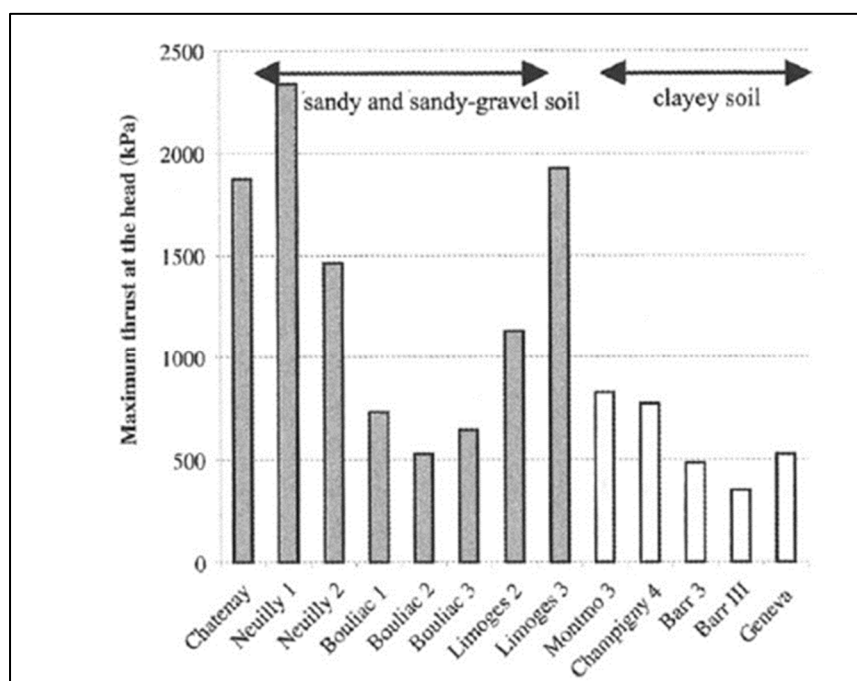
$$F_p [kPa] = 650 - 0,3D [mm]$$



mostrando una relazione che evidenzia un decremento della pressione unitaria al fronte al crescere del diametro scavato. Tuttavia, tale formulazione appare inapplicabile per il diametro di scavo in progetto, anche se la FSTT [2010] ha osservato come i valori di spinta al fronte ricavati con le due metodologie corrispondano complessivamente come ordine di grandezza.

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

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



**Figura 5.17 - Valori di  $r_p$  registrati nei diversi progetti di microtunneling [FSTT, 2010]**

### *5.3.4 Verifica statica longitudinale della tubazione*

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

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

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

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

#### 5.3.4.1 Situazione di “Closed Joint”

La massima forza di spinta teorica è determinata nell’ipotesi di tensione uniforme (assenza di deviazione angolare, facce delle tubazioni ortogonali all’asse) e assumendo un valore di calcolo della tensione di compressione del calcestruzzo pari a circa  $0.3 \cdot f_{ck}$ . In questo caso non c’è apertura del giunto, ogni deviazione angolare è assorbita dall’anello in legno; il giunto non è aperto e gli sforzi di compressione sono trasmessi attraverso tutta la superficie del giunto. La massima forza di spinta, per giunti non aperti, viene calcolata come segue:

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

dove:

- $A_{DUR}$  = Area dell’anello di trasferimento della pressione
- $\sigma_{cal}$  = Tensione di calcolo.

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

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

dove:

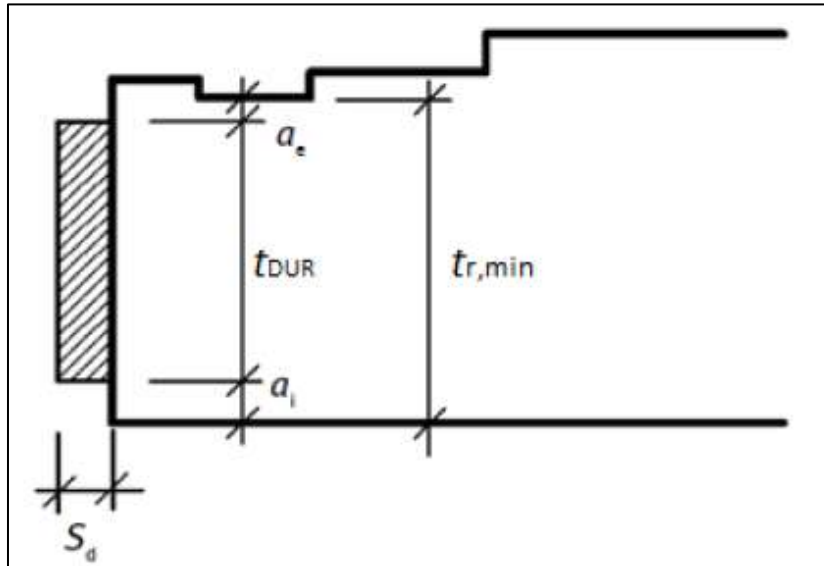
- $d_{e,DUR}$  = diametro esterno anello in legno
- $d_{i,DUR}$  = diametro interno anello in legno

La tensione di calcolo viene calcolata tramite la seguente espressione:

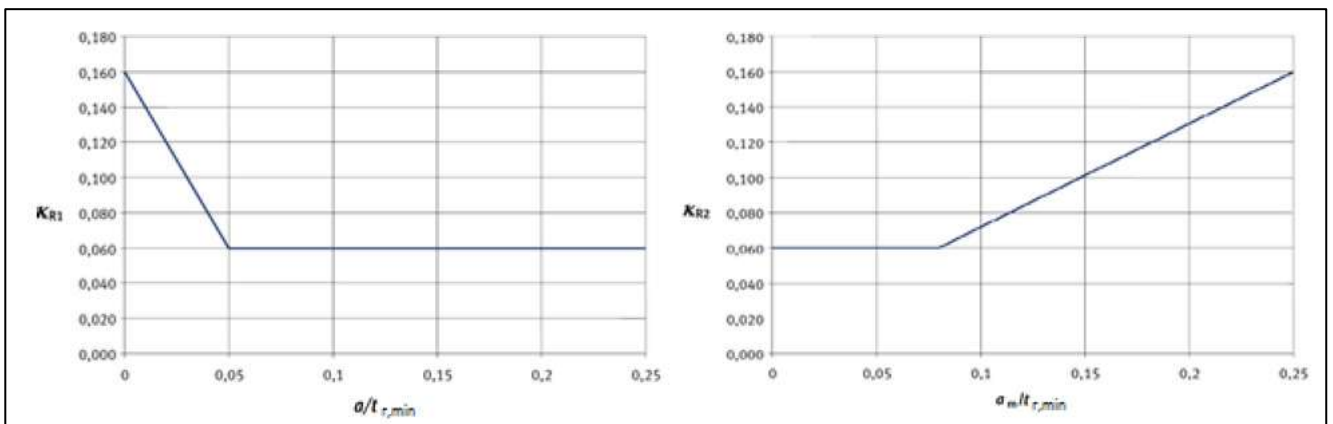
$$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} k_t \cdot f_d$$

dove:

- $\alpha_{D,T} = f_{tm} / (f_k k_R) < 1$  coefficiente stress ammissibile
- $f_{tm}$  = resistenza media a trazione calcestruzzo
- $f_k$  = resistenza caratteristica cilindrica a compressione calcestruzzo
- $f_d = f_k / \gamma_{M,ax}$  resistenza di calcolo a compressione calcestruzzo
- $\gamma_{M,ax}$  = coefficiente di sicurezza calcestruzzo (tabelle 6 e 12 DWA-A 161)
- $k_R = \text{Max} (k_{R1i}, k_{R1e}, k_{R2})$  coefficiente di tensione
- $k_{R1i}$  = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra la distanza tra i diametri interi dell’anello in legno e condotta ( $a_i$ ) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)
- $k_{R1e}$  = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra la distanza tra i diametri esterni dell’anello in legno e condotta ( $a_e$ ) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)
- $k_{R2}$  = coefficiente di tensione funzione del rapporto tra le distanze medie tra i diametri esterni ed interni dell’anello di legno e condotta ( $a_m$ ) e spessore delle pareti della condotta (vedi immagini sottostanti)
- $k_t = t_{r,min}/t_{DUR}$  rapporto di trasmissione
- $t_{r,min}$  = spessore minima parete condotta
- $t_{DUR}$  = larghezza minima anelli di ripartizione in legno.



**Figura 5.18 - Definizioni dimensioni del giunto**



**Figura 5.19 - Diagramma dei coefficienti di tensione**

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

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

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

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

dove:

- $A$  = Area minima trasversale tubazione
- $\sigma_{\max}$  = Tensione massima
- $\sigma_{\max}/\sigma_0$  = Rapporto tensione massima locale su tensione uniforme (Closed Joint)
- $\gamma_F$  = coefficiente di sicurezza per azioni longitudinali (tabelle 12 DWA-A 161)

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

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

dove:

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

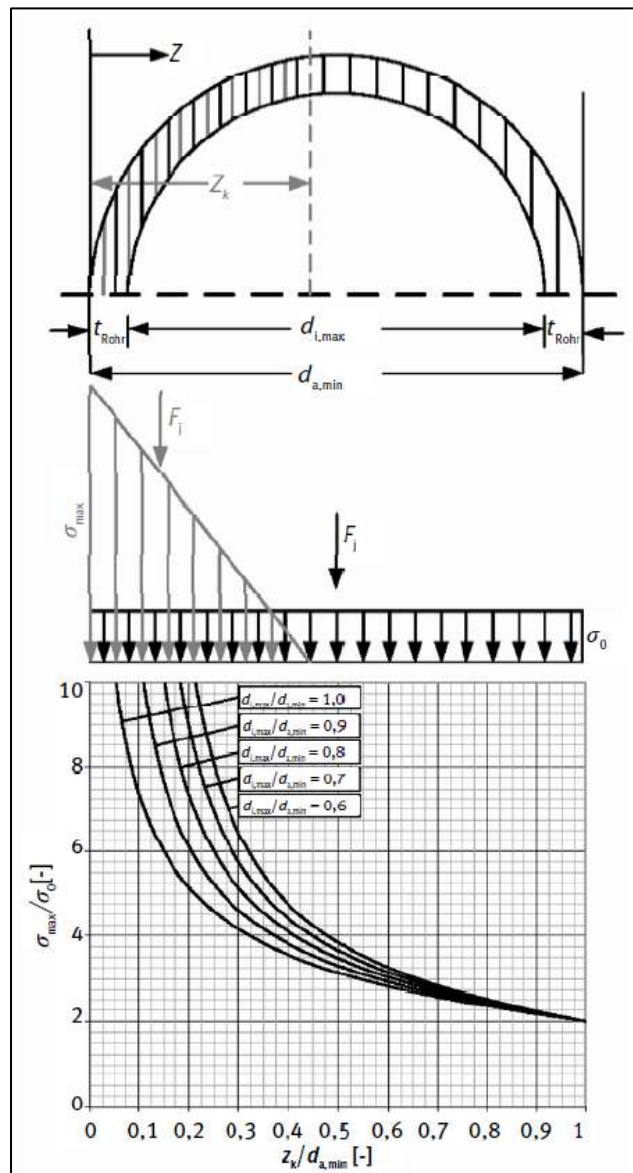
La massima tensione di calcolo viene calcolata tramite la seguente espressione:

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

dove:

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

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



**Figura 5.20 - Diagramma della tensione massima locale**

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

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

dove:

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

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

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

dove:

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

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

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



dove:

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

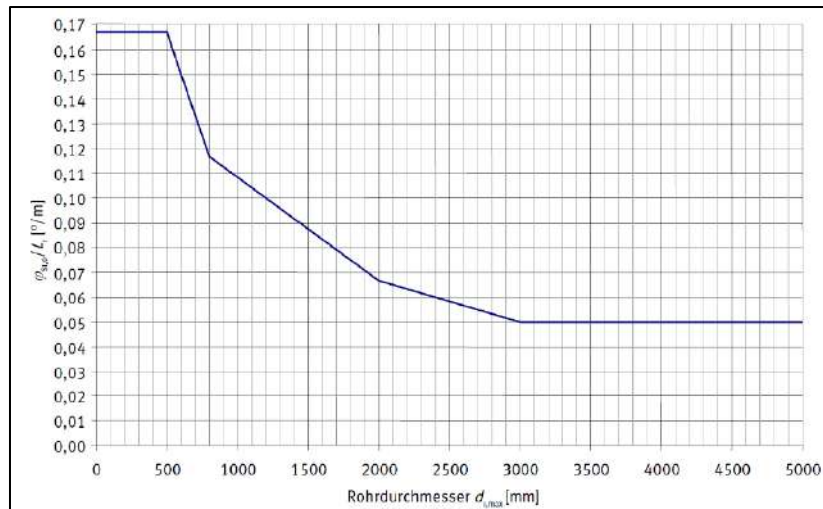
L'angolo di deviazione angolare complessivo viene ricavato tramite la seguente espressione:

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

dove:

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

- $d_{e,min}$  = diametro minimo esterno tubazione



**Figura 5.21 - Deviazione angolare base**

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

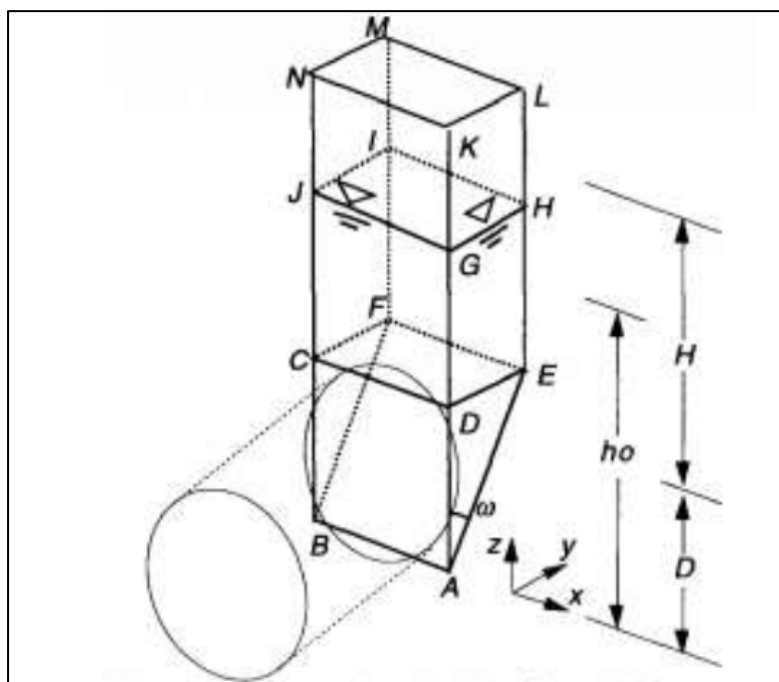
Elevate eccentricità del carico di spinta possono essere dovute a stretti raggi di curvatura di progetto o a correzioni di guida indesiderate (possibili anche per tracciati rettilinei). Sarà cura dell’impresa specializzata di posa delle tubazioni determinare la distanza tra le stazioni intermedie in funzione sia degli attriti che delle massime deviazioni angolari previste.

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

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

## 5.4 Analisi di stabilità del fronte di scavo per TBM/MT sottofalda

Al fine di poter meglio caratterizzare le analisi di stabilità del fronte di scavo di gallerie sottofalda con avanzamento in TBM con pressione di stabilizzazione al fronte (slurry shield), si fa riferimento alle teorie sviluppate da [Anagnostou & Kovari, 1996]. Si considera un semplice modello di rottura tridimensionale del fronte scavo; il terreno è assunto omogeneo ed isotropo. La stabilità del fronte deriva da considerazioni derivanti dall'equilibrio limite di un corpo prismatico delimitato dalle superfici di rottura che connettono il fronte con il piano campagna.



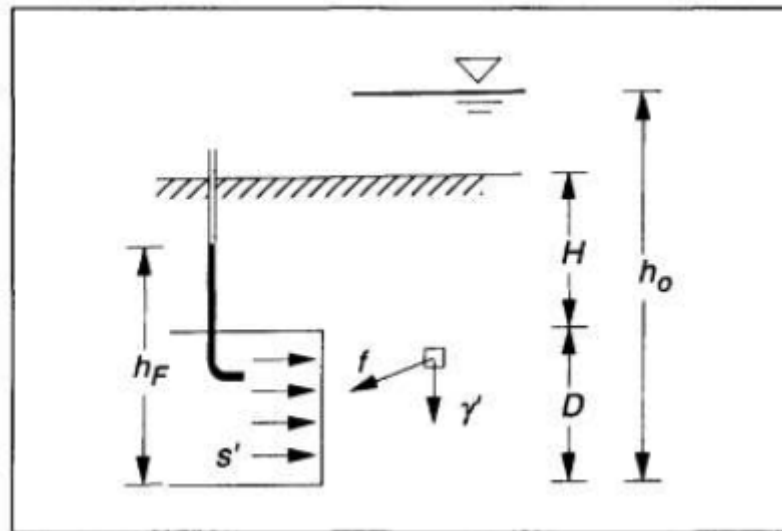
**Figura 5.22 – Meccanismo di rottura del fronte di scavo**

Come mostrato la sezione circolare di scavo è approssimata ad un quadrato della stessa area. Siccome le deformazioni del terreno e la subsidenza a piano campagna non sono tenute in conto nel modello, si ipotizza il terreno con un comportamento rigido-plastico perfetto con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Le resistenze limite lungo le bande

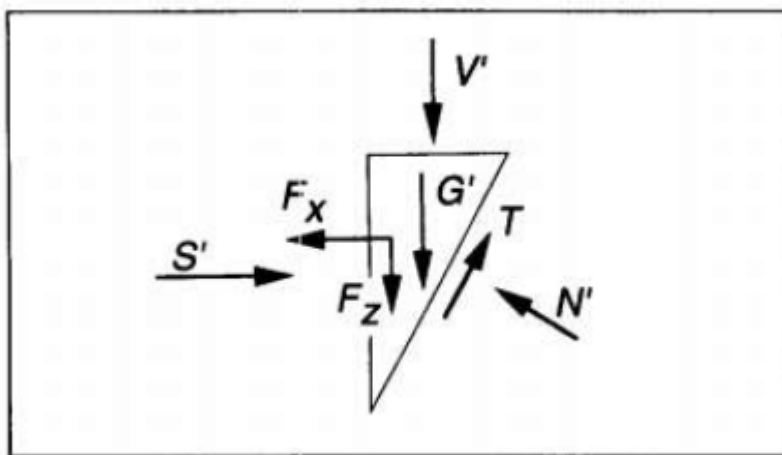
di taglio dipendono dalle condizioni “drenate” o “non drenate” considerate nel calcolo: tali azioni dipendono dalle caratteristiche fisiche dei terreni e dal tasso di avanzamento dello scavo. In accordo con i risultati parametrici proposti da [Anagnostou 1993, 1195], le condizioni drenate sono garantite qualora la permeabilità media dei terreni attraversati siano superiori a  $10^{-7} \div 10^{-6}$  m/sec e il tasso di avanzamento allo scavo sia inferiore a  $0.1 \div 1$  m/hr.

Le forze agenti sulla faccia della macchina sono:

- Il peso immerso  $G'$ ;
- La forza verticale  $V'$  che deriva dall’integrazione dello stato tensionale efficace alla base CDEF del parallelepipedo di terreno fino a p.c.;
- Le risultanti delle forze di filtrazione [ $F_x, F_y, F_z$ ] (con  $F_y = 0$  per simmetria);
- La forza normale  $S'$ , risultante della pressione agente al fronte scavo;
- La forza normale  $N'$ , risultante delle tensioni efficaci ortogonali alla superficie di scorrimento inclinata;
- Due forze orizzontali risultanti dallo stato tensionale efficace normale alle superfici ADE e BCF sul prisma;
- La forza di taglio  $T$  inclinata lungo la superficie inclinata attivata dallo scorrimento reciproco dei blocchi (non sono considerate per ipotesi di modello le forze interne agenti sulle superfici a contatto DEFC).



**Figura 5.23 – Forze di filtrazione e pressione applicata al fronte  $s'$**



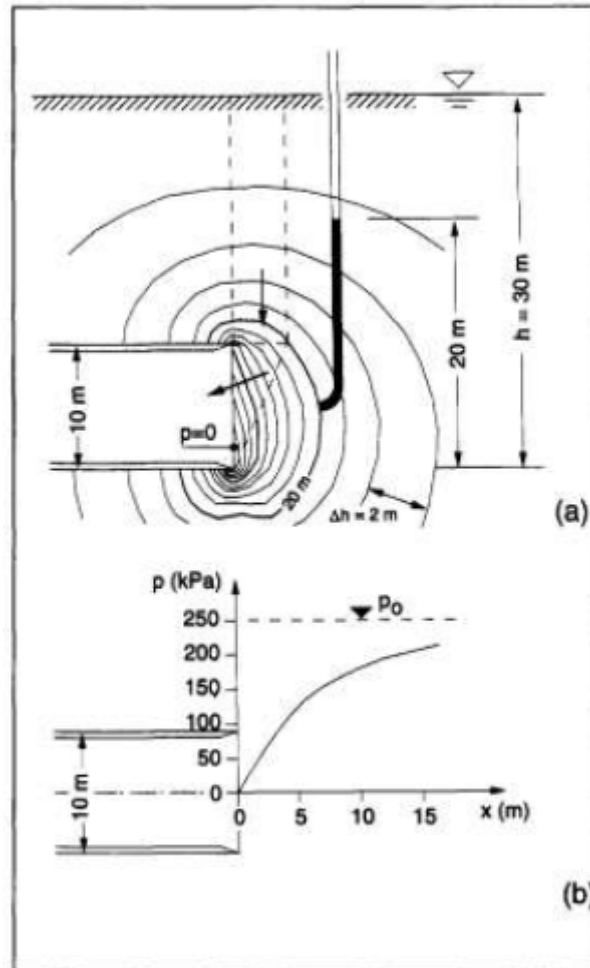
**Figura 5.24 – Forze agenti sul cuneo del fronte di scavo**

La forza verticale  $V'$  è computata applicando la teoria del silo formulata da Janssen, che tiene in conto delle forze di filtrazione. Le componenti "attrittive" delle risultanti delle forze di taglio dipendono direttamente dalle tensioni efficaci corrispondenti a tale teoria. I valori delle forze di filtrazioni derivano da analisi tridimensionali FEM parametriche.

L'analisi di stabilità del fronte è sviluppata in 3 passaggi:

- Determinazione del campo di pressione idraulica tridimensionale per assegnata geometria (diametro di scavo, copertura) e condizioni al contorno (carico idraulico, carico nella camera di scavo);
- Calcolo delle forze agenti lungo il prisma per uno specifico meccanismo di collasso (per esempio per una data inclinazione della superficie obliqua). Lo step include una integrazione numerica delle forze di filtrazione;
- Calcolo della pressione necessaria al fronte in condizioni di equilibrio limite.

L’inclinazione critica della superficie di scorrimento è determinata per massimizzazione iterativa della pressione di supporto al fronte, facendo variare l’angolo di inclinazione della stessa (le forze di filtrazione devono necessariamente essere ricomputate ad ogni iterazione).



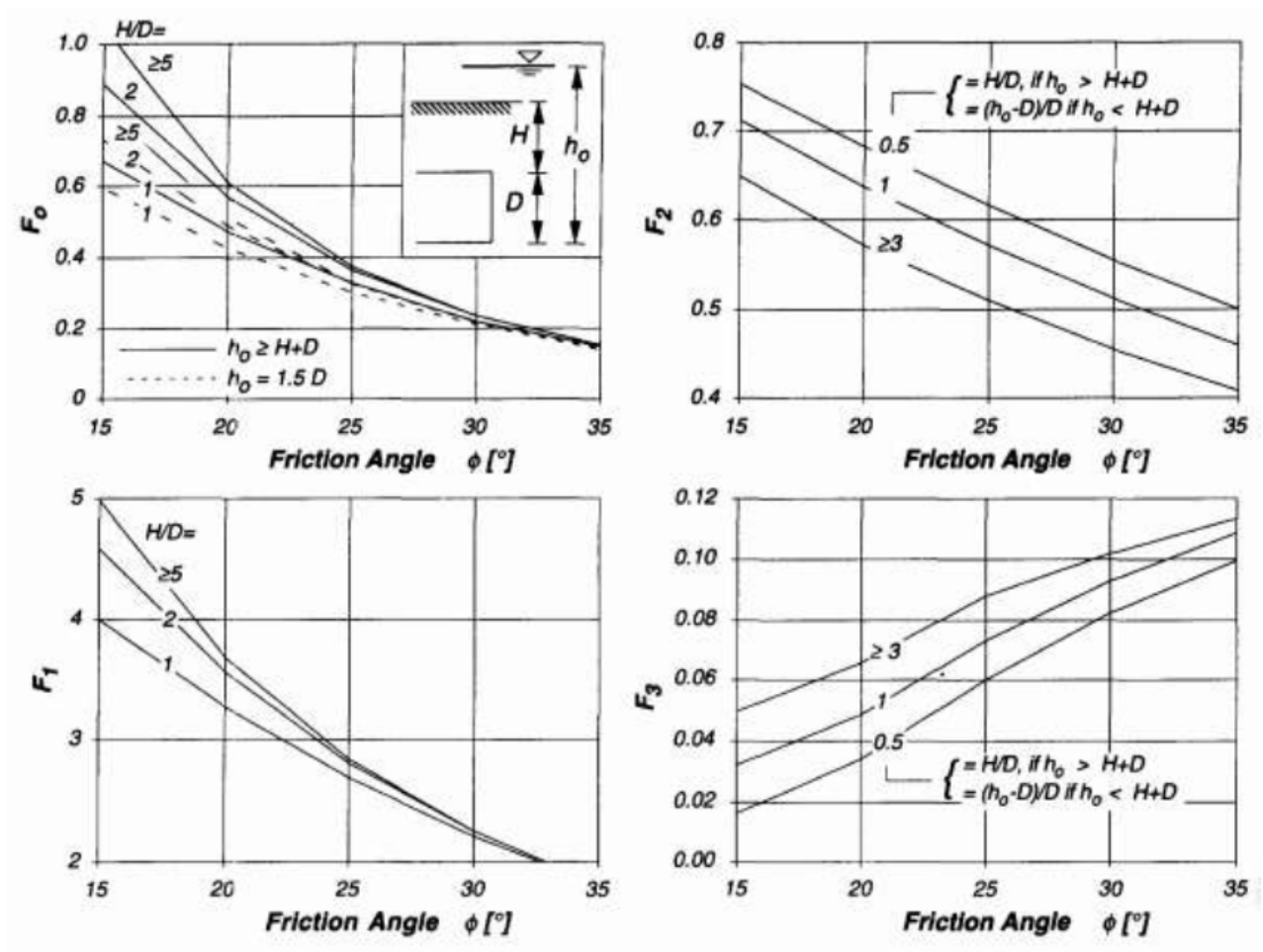
**Figura 5.25 – Risultati del calcolo di filtrazione in prossimità dello scavo e distribuzione della pressione interstiziale lungo l’asse**

Al netto di tutte le considerazioni si ottiene la seguente notazione che determina le condizioni di equilibrio limite:

$$s' = F_0 \gamma' D - F_1 c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D}$$

Dove i coefficienti adimensionali  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$  dipendono dall’angolo di resistenza al taglio, dal rapporto geometrico  $H/D$  (rapporto tra copertura e diametro), da  $(h_0-D)/D$  e

dal rapporto tra peso secco e immerso del terreno. I parametri possono essere desunti dai grafici riportati.



**Figura 5.26 – Grafici per la determinazione dei coefficienti adimensionali  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$**



## 5.5 Calcolo della forza totale di spinta

Nel seguito si descrive brevemente il metodo di calcolo delle caratteristiche della sollecitazione, partendo dalla determinazione dei carichi agenti, di condotte interrato posata con tecnica del microtunneling con riferimento alla Norma DWA-A 161.

### *5.5.1 Sovraccarico accidentale*

Per quanto riguarda il sovraccarico accidentale eventualmente presente superiormente alla tubazione, si assume cautelativamente un valore massimo di  $20\text{kN/m}^2$ . Si osserva che il carico accidentale massimo previsto dalla normativa vigente per i ponti di prima categoria, applicato su un terrapieno, induce una pressione media, alla quota di  $-10.0\text{m}$  dal piano di applicazione, ben inferiore a  $10\text{ kN/m}^2$ . Peraltro, il sovraccarico assunto potrebbe essere rappresentativo anche di altri fenomeni di carico accidentale non pertinenti con il traffico veicolare, quali ad esempio la presenza di accumuli di terreno per cause naturali o dovute ad interventi antropici successivi all’esecuzione della perforazione.

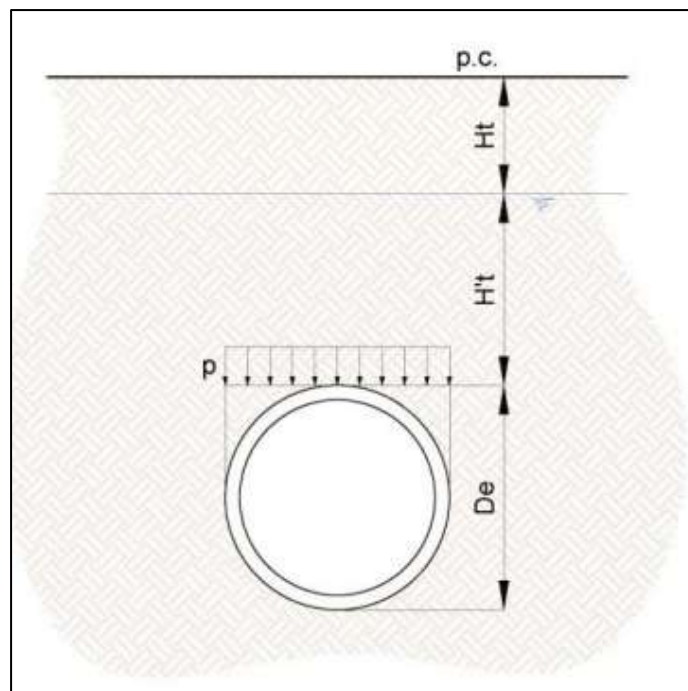
### 5.5.2 Carico ripartito superiore

Il carico ripartito superiore  $p$  equivale al carico dovuto al peso del terreno di ricoprimento (asciutto ed eventualmente in falda):

$$p = \gamma_t \cdot H_t + \gamma'_t \cdot H'_t$$

Con:

- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno asciutto;
- $H_t$  è l’altezza di ricoprimento del terreno asciutto;
- $\gamma'_t$  è il peso specifico del terreno immerso;
- $H'_t$  è l’altezza di ricoprimento del terreno in falda.



**Figura 5.27 – Schematizzazione delle tensioni agenti sulla tubazione**

### *5.5.3 Carico ripartito laterale*

Il carico ripartito laterale  $q$  corrisponde alla parte rettangolare del diagramma di spinta delle terre, dato da:

$$q = p \cdot K_2$$

Dove:

- $P$  è il carico ripartito superiore;
- $K_2$  è il coefficiente di spinta a riposo (pari a 0.40 in fase di scavo e 0.50 in fase finale, corrispondente alle caratteristiche del terreno, moltiplicate per il coefficiente  $M1$  previsto dall’Approccio 2, e alle prescrizioni della Norma DWAA 161).

#### 5.5.4 Calcolo delle sollecitazioni per azioni radiali

Si determinano nel seguito le massime sollecitazioni assiali e flettenti nelle tre sezioni di verifica significative della tubazione:

- S1 = sezione verticale superiore (chiave);
- S2 = sezione orizzontale mediana (spalla);
- S3 = sezione verticale inferiore (piede).

Di seguito si riassumono le formulazioni introdotte dalla Norma DWA-A 161 ed utilizzate per il calcolo delle sollecitazioni sulle varie sezioni della tubazione. I risultati dell’analisi, condotta con apposito foglio di calcolo/software, sono invece riportati nei paragrafi successivi.

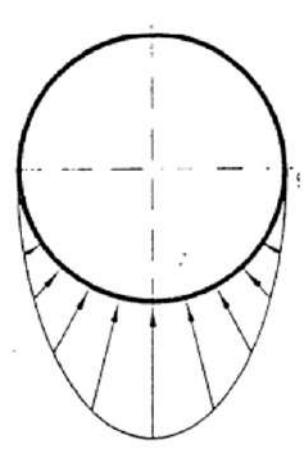
##### 5.5.4.1 Peso Proprio (par.7.2.7 DWA-A 161)

Dati:

- $s$  = spessore tubazione;
- $\gamma_R$  = peso specifico tubazione;
- $r_m$  = raggio medio tubazione;

i valori di momento (M) e carico assiale (N) associati al peso proprio si ricavano dalle relazioni riportate nella tabella seguente:

Chiave	$M_{g,d} = + 0.384 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$	$N_{g,d} = +0.250 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$
Spalla	$M_{g,d} = - 0.437 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$	$N_{g,d} = -1.571 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$
Piede	$M_{g,d} = + 0.706 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$	$N_{g,d} = -1.428 \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$



5.5.4.2 Peso del terreno e carichi distribuiti in fase di esercizio (par. 7.2.2 e  
7.2.6 DWA-A 161)

Sia  $q_{EV}$  la pressione verticale agente a livello della generatrice superiore della tubazione in fase di esercizio, data da:

$$q_{EV} = k \cdot \gamma_t \cdot h + k_0 \cdot p_0$$

Dove:

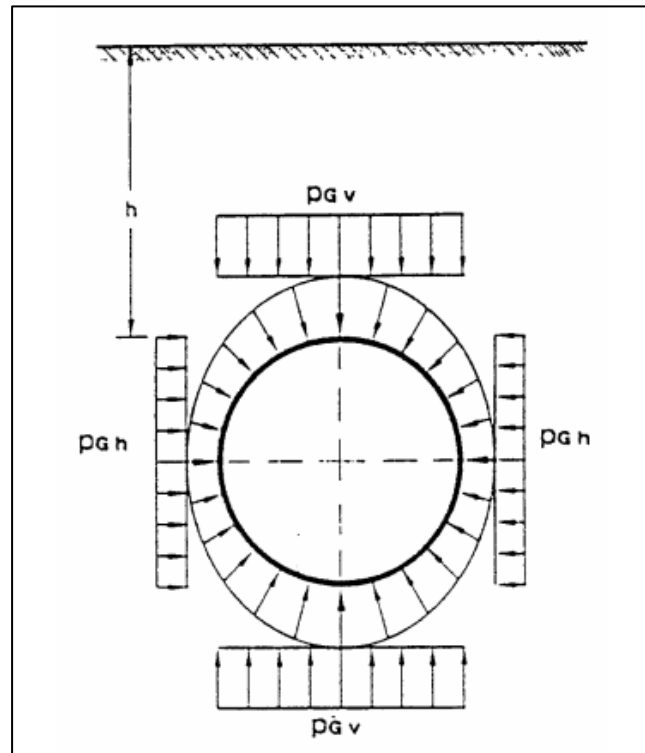
- $\gamma_t$  è il peso specifico del terreno;
- $h$  è l'altezza del terreno;
- $p_0$  è il sovraccarico permanente;
- $k$  è il coefficiente di riduzione del carico per effetto arco
- $k_0$  è il coefficiente di riduzione del carico permanente per effetto arco.

I coefficienti di riduzione vengono calcolati tramite le seguenti espressioni:

$$k = \frac{[1 - e^{-2 \cdot k_1 \cdot \tan \delta \cdot (h/b)}]}{[2 \cdot k_1 \cdot \tan \delta \cdot (h/b)]}$$
$$k_0 = e^{-2 \cdot k_1 \cdot \tan \delta \cdot (h/b)}$$

Con:

- $k_1, \delta$ , Tabelle 3 e 4 DWA-A 161
- $\Phi$  angolo di resistenza al taglio del terreno
- $b = 1.71d_e$  larghezza di riferimento



Sia  $q_{Eh}$  la pressione orizzontale agente a livello della generatrice superiore della tubazione in fase di esercizio con:

$$q_{Eh} = (q_{Ev} + \gamma_t \cdot d_e/2) k_{2e}$$

Con:

- $q_{Ev}$  pressione verticale in esercizio
- $k_{2e} = k_{2s} + 0.1$  coefficiente di spinta in fase di esercizio
- $k_{2s} = k_{20} f_2$  coefficiente di spinta in fase di scavo
- $k_{20} = 1 - \sin\phi$  coefficiente di spinta base
- $f_2 = 0.80$  (Tabella 5 DWA-A 161)

I valori di momento (M) e carico assiale (N), derivanti da azioni verticali, si ricavano dalle relazioni riportate alla tabella seguente:

Chiave	$M_{pEV,d} = + 0.250 \cdot q_{EV} \cdot r_m^2$	$N_{pEV,d} = 0.000 \cdot q_{EV} \cdot r_m$
Spalla	$M_{pEV,d} = - 0.250 \cdot q_{EV} \cdot r_m^2$	$N_{pEV,d} = -1.000 \cdot q_{EV} \cdot r_m$
Piede	$M_{pEV,d} = + 0.250 \cdot q_{EV} \cdot r_m^2$	$N_{pEV,d} = 0.000 \cdot q_{EV} \cdot r_m$

i valori di momento (M) e carico assiale (N), derivanti da azioni orizzontali, si ricavano dalle relazioni riportate alla tabella seguente:

Chiave	$M_{pEh,d} = - 0.250 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{pEh,d} = -1.000 \cdot q_{Eh} \cdot r_m$
Spalla	$M_{pEh,d} = + 0.250 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{pEh,d} = 0.000 \cdot q_{Eh} \cdot r_m$
Piede	$M_{pEh,d} = - 0.250 \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$	$N_{pEh,d} = -1.000 \cdot q_{Eh} \cdot r_m$

5.5.4.3 Peso del terreno e carichi distribuiti in fase di scavo (par.7.2.1 e 7.2.5  
DWA-A 161)

Sia  $q_0$  la pressione verticale agente a livello della generatrice superiore della tubazione in fase di scavo con:

$$q_{0v} = (3 \cdot q_{Ev}) / (2 + k_{2s})$$

Sia  $q_{0h}$  la pressione orizzontale agente a livello della generatrice superiore della tubazione in fase di esercizio con:

$$q_{0h} = (q_{Ev} + y_B \cdot d_e/2) k_{2s}$$

I valori di M ed N, derivanti da azioni verticali, si ricavano dalle relazioni riportate alla tabella seguente:

Chiave	$M_{q0,d} = + 0.167 \cdot q_{0v} \cdot r_m^2$	$N_{q0,d} = -0.333 \cdot q_{0v} \cdot r_m$
Spalla	$M_{q0,d} = - 0.167 \cdot q_{0v} \cdot r_m^2$	$N_{q0,d} = +0.667 \cdot q_{0v} \cdot r_m$
Piede	$M_{q0,d} = + 0.167 \cdot q_{0v} \cdot r_m^2$	$N_{q0,d} = -0.333 \cdot q_{0v} \cdot r_m$

I valori di M ed N, derivanti da azioni orizzontali, si ricavano dalle relazioni riportate alla tabella seguente:

Chiave	$M_{qh,d} = - 0.167 \cdot q_{0h} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = -0.667 \cdot q_{0h} \cdot r_m$
Spalla	$M_{qh,d} = + 0.167 \cdot q_{0h} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = -0.333 \cdot q_{0h} \cdot r_m$
Piede	$M_{qh,d} = - 0.167 \cdot q_{0h} \cdot r_m^2$	$N_{qh,d} = -0.667 \cdot q_{0h} \cdot r_m$



5.5.4.4 Deformabilità tubazione (par.7.2.11 DWA-A 161)

Sia  $q_{Eh}^*$  la pressione orizzontale data dalla deformazione del tubo soggetto ai carichi del terreno in fase di scavo ed in fase di normale esercizio:

$$q_{Eh}^* = (q_{Ev} - q_{Eh}) \cdot K^*$$

Il coefficiente geometrico della tubazione  $K^*$  viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$K^* = C_{h,qv} / (V_{RB} + 0.0658)$$

dove:

- $C_{h,qv}$  = coefficiente angolo sella d’appoggio (Tabelle 9 DWA-A 161)
- $V_{RB}$  = coefficiente rigidità tubo

Il coefficiente di rigidità della tubazione viene calcolato tramite la seguente espressione:

$$V_{RB} = 8 \cdot [E_R \cdot (t / d_m)^3] / (12 \cdot 0.6 \cdot E_B)$$

dove:

- $E_R$  = Modulo elastico radiale del materiale costituente la tubazione
- $t$  = spessore delle pareti della tubazione
- $d_m$  = diametro medio della tubazione
- $E_B$  = Modulo elastico per gruppo di terreno (Tabelle 5 DWA-A 161)

I valori di M ed N si ricavano dalle relazioni seguenti:

Chiave	$M_{qh^*,d} = -0,181 \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$	$N_{qh^*,d} = -0.577 \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m$
Spalla	$M_{qh^*,d} = +0.208 \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$	$N_{qh^*,d} = 0.000 \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m$
Piede	$M_{qh^*,d} = -0.181 \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$	$N_{qh^*,d} = -0.577 \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m$

5.5.4.5 Carico accidentale esterno distribuito in fase di scavo (par.7.2.3 e 7.2.4  
DWA-A 161)

Sia  $p_T$  il carico verticale agente sull’estradosso della tubazione variabile a seconda che la tubazione sia posta a profondità elevate (carico convenzionale pari a  $20\text{kN/m}^2$ ) o a profondità limitate (ripartizione del carico concentrato e distribuito da traffico a livello della generatrice superiore della tubazione limitate).

Sia  $p_{Th}$  il carico orizzontale agente a livello della generatrice superiore della tubazione con:

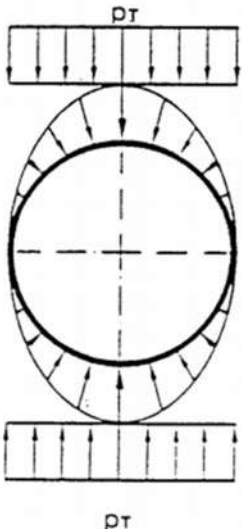
$$p_{Ths} = p_T \cdot f \cdot k_2$$

I valori di M ed N, derivanti da azioni verticali, si ricavano dalle:

Chiave	$M_{pT,d} = + 0.250 \cdot p_T \cdot r_m^2$	$N_{pT,d} = 0.000 \cdot p_T \cdot r_m$
Spalla	$M_{pT,d} = - 0.250 \cdot p_T \cdot r_m^2$	$N_{pT,d} = -1.000 \cdot p_T \cdot r_m$
Piede	$M_{pT,d} = + 0.250 \cdot p_T \cdot r_m^2$	$N_{pT,d} = 0.000 \cdot p_T \cdot r_m$

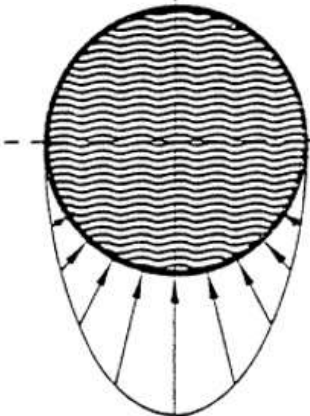
I valori di M ed N, derivanti da azioni orizzontali, si ricavano dalle:

Chiave	$M_{pThs,d} = - 0.250 \cdot p_{Th} \cdot r_m^2$	$N_{pThs,d} = -1.000 \cdot p_{Th} \cdot r_m$
Spalla	$M_{pThs,d} = + 0.250 \cdot p_{Th} \cdot r_m^2$	$N_{pThs,d} = 0.000 \cdot p_{Th} \cdot r_m$
Piede	$M_{pThs,d} = - 0.250 \cdot p_{Th} \cdot r_m^2$	$N_{pThs,d} = -1.000 \cdot p_{Th} \cdot r_m$



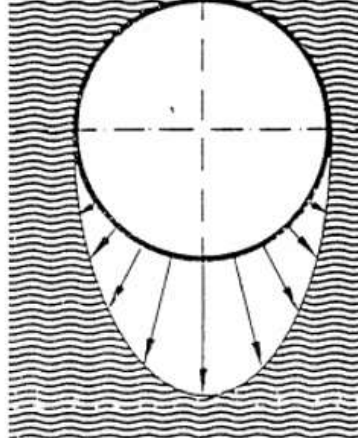
5.5.4.6 Presenza di acqua all’interno della condotta (par.7.2.8 DWA-A 161)

Detto  $\gamma_w$  il peso specifico dell’acqua, i valori di M ed N si ricavano dalle:

Chiave	$M_{w,d} = + 0.192 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{w,d} = +0.625 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	
Spalla	$M_{w,d} = - 0.219 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{w,d} = +0.215 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	
Piede	$M_{w,d} = + 0.353 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{w,d} = +0.786 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	

5.5.4.7 Presenza di acqua all’esterno della condotta (par.7.2.9 DWA-A 161)

Detto  $\gamma_w$  il peso specifico dell’acqua i valori di M ed N si ricavano dalle:

Chiave	$M_{a,d} = - 0.192 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{a,d} = -0.625 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	
Spalla	$M_{a,d} = + 0.219 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{a,d} = -0.215 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	
Piede	$M_{a,d} = - 0.353 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$N_{a,d} = -0.786 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	

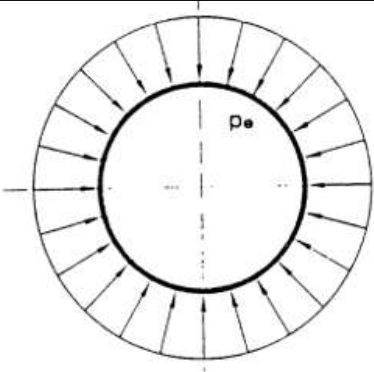
5.5.4.8 Pressione esterna dell’acqua sopra la generatrice superiore (par.7.2.10  
DWA-A 161)

Definiti:

- $p_i$  = pressione interna alla condotta
- $p_e$  = pressione acqua esterna a livello della generatrice superiore
- $c = 1/2 - ((r_i \cdot r_e)/(r_e^2 - r_i^2)) \cdot \ln(r_e/r_i)$
- $r_i$  = raggio interno della tubazione
- $r_e$  = raggio esterno della tubazione

I valori di M ed N si ricavano dalle relazioni seguenti:

Chiave	$M_{pw,d} = (p_i - p_e) \cdot r_i \cdot r_e \cdot c$	$N_{pw,d} = (p_i \cdot r_i - p_e \cdot r_e)$
Spalla	$M_{pw,d} = (p_i - p_e) \cdot r_i \cdot r_e \cdot c$	$N_{pw,d} = (p_i \cdot r_i - p_e \cdot r_e)$
Piede	$M_{pw,d} = (p_i - p_e) \cdot r_i \cdot r_e \cdot c$	$N_{pw,d} = (p_i \cdot r_i - p_e \cdot r_e)$



### *5.5.5 Combinazioni di carico*

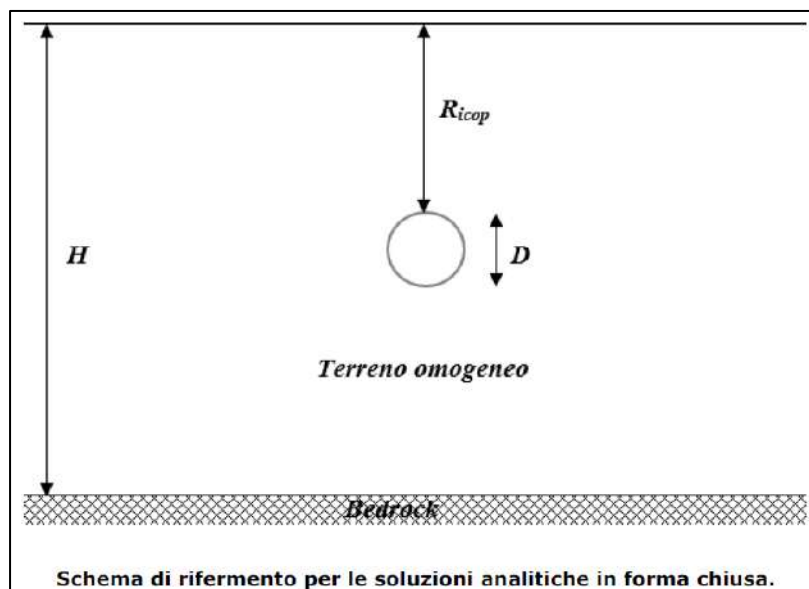
La combinazione di carico analizzata è quella che prevede la condotta vuota e che massimizza quindi i carichi esterni agenti sul mantello laterale. I coefficienti di amplificazione seguono quelli riportati nella normativa DWA 161-A. Il caso di tubazione non in falda non risulta pertinente in quanto per ogni tratta è stata rilevata una quota piezometrica superiore alla quota di scorrimento della tubazione.

Il calcolo viene eseguito sia in fase di scavo che in fase di esercizio, per ogni tratta di avanzamento, considerando i valori massimi e minimi di copertura e tenendo in considerazione delle varie litologie attraversate sia per quanto riguarda la stima della resistenza in testa alla macchina, sia per la resistenza laterale.

## 5.6 Analisi sismica in direzione trasversale

Nel caso in cui la galleria ricada all’interno di un mezzo sufficientemente rigido ( $V_s > 3000 \text{m/s}$  individuato come valore limite per la localizzazione di un *bedrock* sismico, [Nath K., 2000]) ci si riconduce ad un’analisi pseudo-statica in cui su tutto il modello FEM viene applicata una forza proporzionale all’accelerazione su suolo rigido ( $k_h$ ).

Nel caso in cui si ricade in un mezzo deformabile per il calcolo delle azioni sismiche viene sviluppata un’analisi pseudostatica disaccoppiata in cui gli incrementi di sollecitazione indotti nel rivestimento da un sisma sono ottenuti trascurando l’interazione cinematica terreno-struttura. Al contorno della galleria è applicato un campo di spostamenti, ottenuto da un’analisi monodimensionale di risposta sismica locale, in cui sono trascurati gli effetti dovuti alla forma e alla rigidità della galleria sul comportamento sismico del terreno.



Inoltre, anche gli effetti delle onde di compressione vengono trascurati, mentre vengono considerate esclusivamente le onde S, che si propagano nei piani verticali inducendo deformazioni tangenziali  $\gamma$ .

L'accelerazione massima alla base del banco ( $a_{max,b}$ ) e fissata al valore sitospecifico per la roccia affiorante (a favore di sicurezza),  $a_g$ , mentre l'accelerazione in superficie (*free-field*,  $a_{max,s}$ ) puo essere valutata seguendo le indicazioni normative come:

$$a_{max,s} = S \cdot a_g$$

in cui S e il fattore di amplificazione sitospecifico.

L'andamento delle accelerazioni nel banco e calcolato secondo i due metodi PS1 e PS2 proposti da [E. Bilotta, G. Lanzano e G. Russo, *Analisi pseudostatica e dinamica di gallerie in aree sismiche*]:

$$a_{max}(z) = a_{g0} + \sin\left(\frac{2\pi(H_{tot}-z)}{H_{tot}}\right) (a_{max} - a_{g0}) \quad \text{PS1}$$

$$a_{max}(z) = a_{g0} + \frac{H_{tot}-z}{H_{tot}} (a_{max} - a_{g0}) \quad \text{PS2}$$

Che rappresentano, rispettivamente, un andamento sinusoidale e lineare dell'accelerazione lungo l'altezza del banco  $H_{tot}$ .

La massima tensione tangenziale e calcolata integrando il profilo delle accelerazioni massime:

$$\tau_{max}(z) = \int_0^z \rho \cdot a_{max}(z) dz$$

in cui  $\rho$  è la densità del terreno.

La deformazione tangenziale massima del terreno alla profondità z e calcolata dividendo la tensione massima,  $\tau_{max}(z)$ , per la rigidezza a taglio,  $G(z)$ , alla stessa profondità:

$$\gamma_{max}(z) = \frac{\tau_{max}(z)}{G(z)}$$

nelle analisi lineari il modulo di taglio  $G(z)$  è ricavato per iterazione secondo la curva di decadimento utilizzata per descrivere il comportamento non lineare del banco di terreno.

$G_0$  e determinato nota la velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) attraverso la relazione:

$$G_0 = V_s^2 \cdot \rho$$

Si assume, quindi, che le sollecitazioni sul rivestimento possano essere calcolate usando la distorsione massima mediata alla profondità della galleria ( $\gamma_m$ ):

$$\gamma_m = \frac{1}{(R + D) - R} \int_R^{R+D} \gamma_{max}(z) dz$$

e ignorando l'interazione cinematica tra il rivestimento e il mezzo.

Successivamente, le deformazioni sono usate per calcolare gli incrementi sismici delle sollecitazioni sul rivestimento della galleria applicandole al modello FEM di calcolo o tramite soluzioni elastiche in forma chiusa.

Per valutare le sollecitazioni secondo la seconda modalità sono usate le espressioni analitiche di Penzien & Wu, che si riferiscono a una galleria di diametro  $d$ , con un rivestimento definito da un momento d'inerzia pari a  $I_t$  e dai parametri elastici  $E_t$  e  $\nu_t$ . La galleria è immersa in un semispazio omogeneo e isotropo, con parametri elastici lineari  $E$  e  $\nu$ . In ipotesi di perfetta aderenza e con  $\gamma_m$  distorsione massima mediata alla profondità della galleria:

$$\Delta N(\theta) = \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3(1 - \nu_t^2)}$$

$$\Delta T(\theta) = \frac{24E_t I_t \Delta(\theta)}{d^3(1 - \nu_t^2)} \tan\left(2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)\right)$$

$$\Delta M(\theta) = \frac{6E_t I_t \Delta(\theta)}{d^2(1 - \nu_t^2)}$$

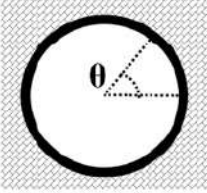


Con:

$$\Delta(\theta) = \frac{2d\gamma_m(1 - \nu_t)}{1 + \alpha_{st}} \cos\left(2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right)\right)$$

$$\alpha_{st} = \frac{48E_t I_t (1 + \nu)(3 - 4\nu)}{d^3 E (1 - \nu_t)}$$

Le sollecitazioni in condizioni sismiche sono ottenute sommando quelle in condizioni statiche con gli incrementi sismici:

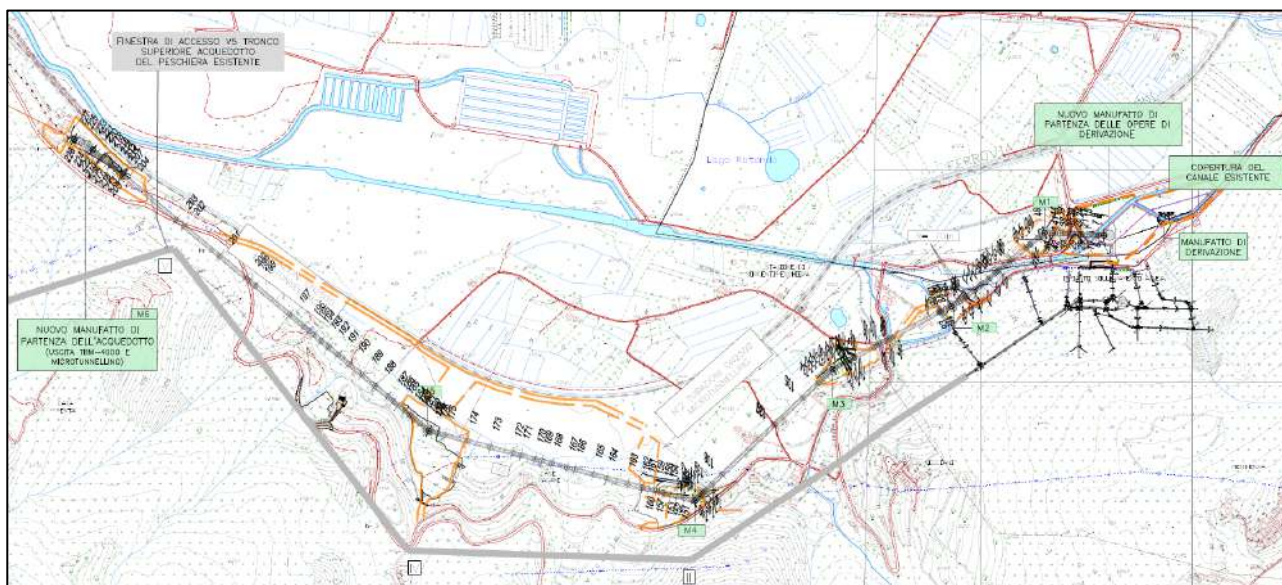
$N_t(\theta) = N(\theta) + \Delta N(\theta)$ $M_t(\theta) = M(\theta) + \Delta M(\theta)$ $T_t(\theta) = T(\theta) + \Delta T(\theta)$	
--	---

## 6 PIANA DI SAN VITTORINO

Il seguente capitolo affronta lo studio delle tratte scavate con tecnica Microtunnel lungo la piana di San Vittorino di cui si sono prodotte le verifiche per la determinazione delle sottostazioni intermedie e le verifiche strutturali in direzione trasversale:

Di seguito un quadro sinottico delle caratteristiche delle varie tratte in progetto:

Tratta	L	C <sub>MAX</sub>	W <sub>C,MAX</sub>	C <sub>MIN</sub>	W <sub>C,MIN</sub>	Unità
	[m]	[m]	[m da P.C.]	[m]	[m da P.C.]	-
NMP - M1	140	9	1	6.5	1	ALL
M1 - M2	280	9	1	5.5	-2	ALL
M2 - M3	320	11.5	1	4	-1	ALL
M3 - M4	450	10.5	4	8	2	ALL
M4 - M5	650	11	5	2.5	0	ALL
M5 - M6 Tratto 1/2	205	10	8	2	0	ALL
M5 - M6 Tratto 2/2	830	50	47	10	8.5	UFC

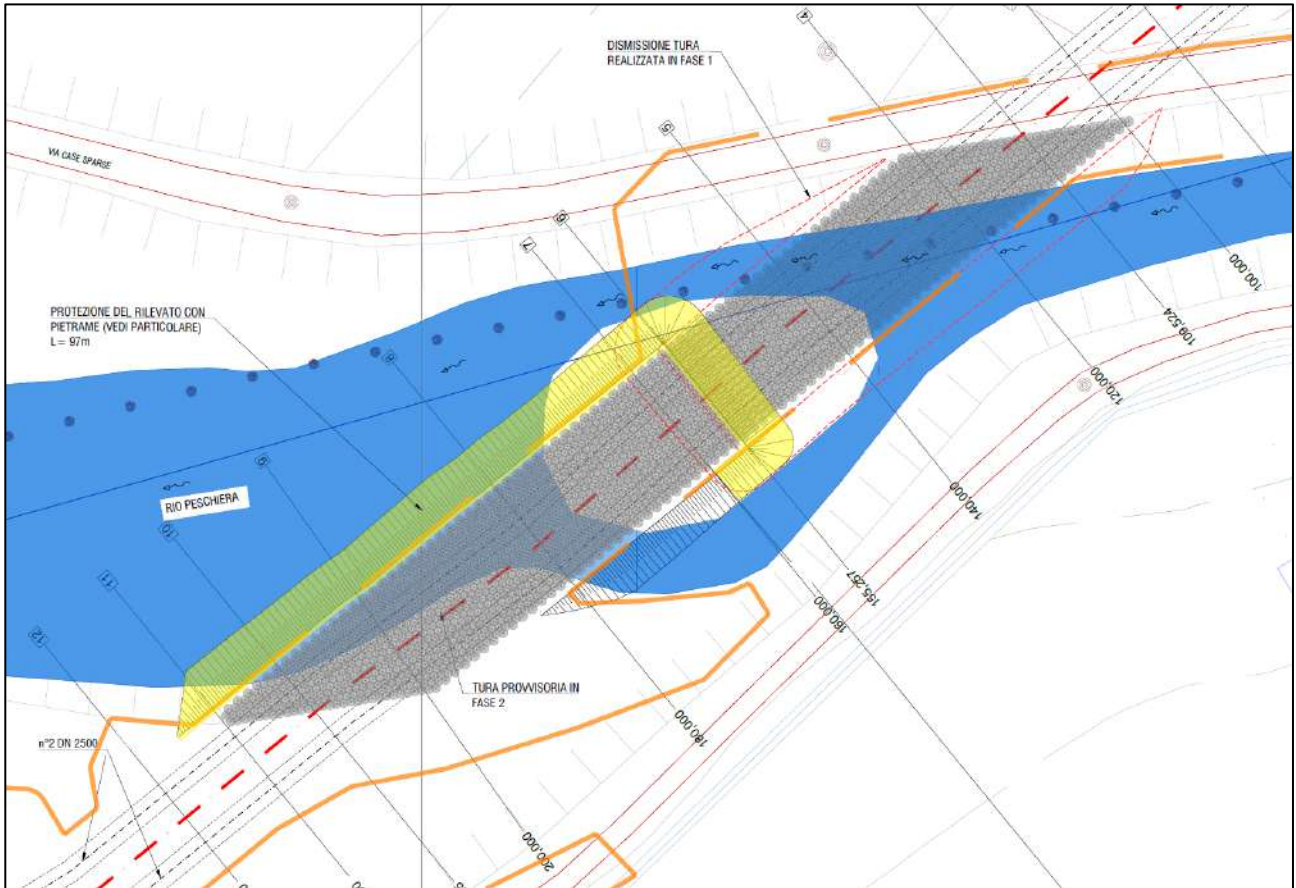


**Figura 6.1 – Planimetria delle opere di attraversamento lungo la Piana di San Vittorino**

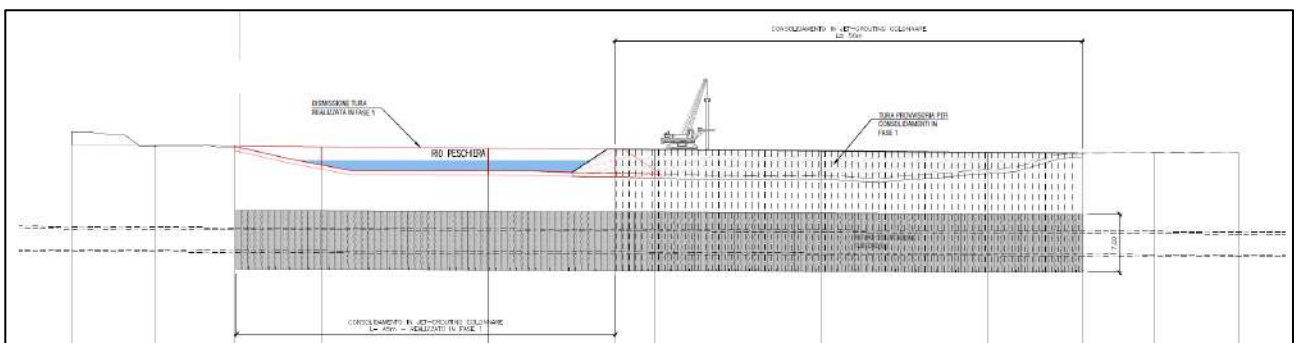
Le condotte posate con la tecnologia del microtunneling, nel tratto di spinta dal manufatto M1 al manufatto M2, attraversano il Rio Peschiera per un tratto di circa 40m con basse coperture, che nella sezione più critica raggiungono il valore minimo di circa 5.5m. Per questi motivi si sono previsti degli interventi di consolidamento al di sotto del letto del fiume, onde evitare cinematismi di collasso del fronte durante l’avanzamento/fermo macchina. In particolare, gli interventi di stabilizzazione consistono nella realizzazione di colonne di jet grouting che garantiscano il miglioramento delle caratteristiche meccaniche locali del terreno e una conseguente riduzione delle permeabilità dei terreni in sito. L’intervento sarà realizzato per fasi:

- Una prima parzializzazione della sezione trasversale del Rio Peschiera (dall’argine lato manufatto M1) per mezzo di ture che permettono da una parte di contenere il flusso d’acqua che verrà temporaneamente deviato nella restante parte della sezione dell’alveo e dall’altra di fornire un piano d’appoggio per l’esecuzione esecuzione dei consolidamenti in jet grouting dall’alto.
- Una seconda parzializzazione ripetendo le stesse operazioni di cui sopra sull’argine lato M2, rimuovendo la tura precedentemente realizzata sul lato M1 ed invertendo il flusso idraulico.

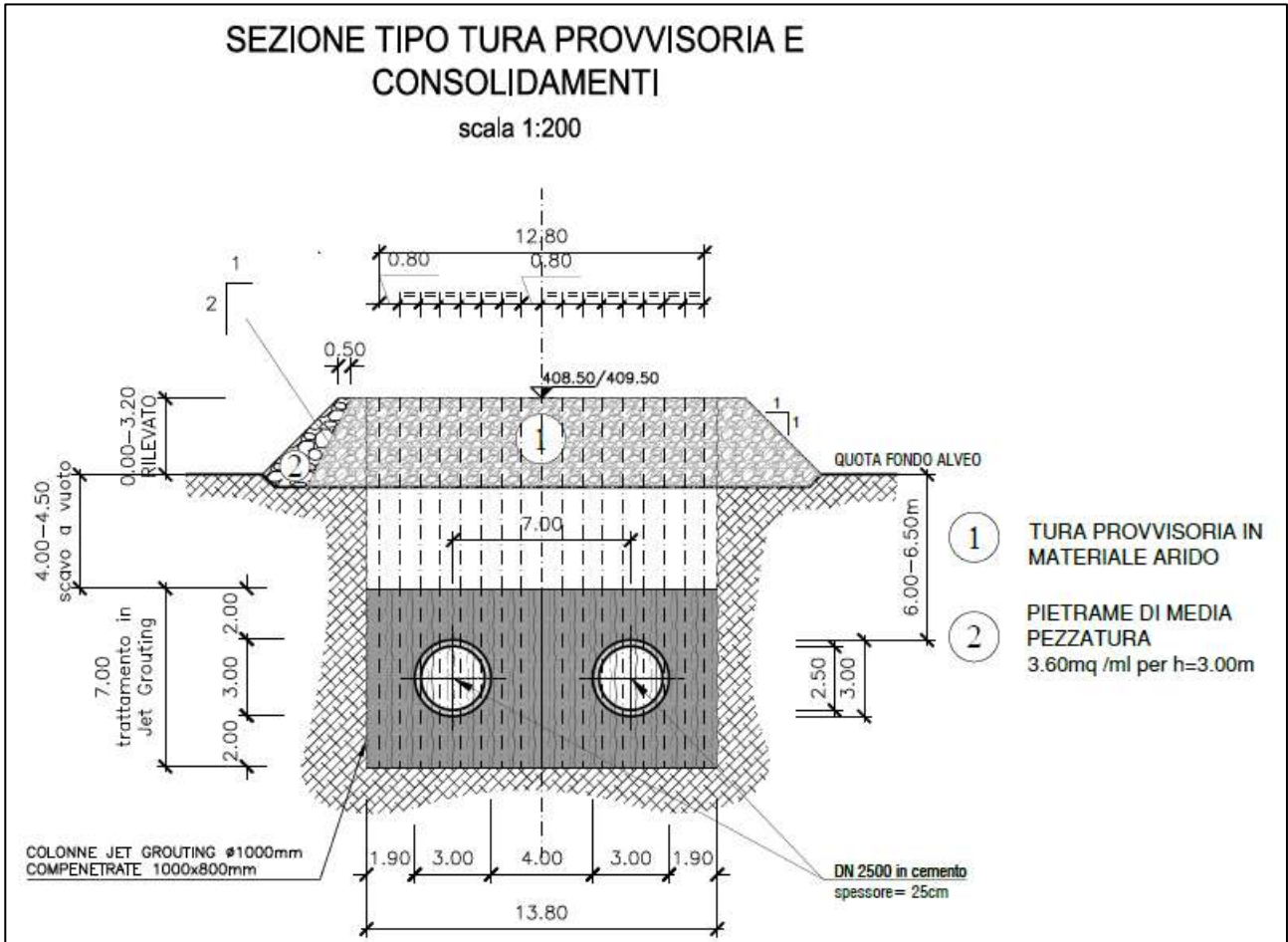
I consolidamenti saranno effettuati attraverso colonne consolidate di diametro  $\Phi 1000$  disposte a quinconce ad interasse 800mm, consentendo la sovrapposizione per garantire continuità al terreno trattato. Le fasce di terreno trattato si svilupperanno su due fasce parallele di dimensioni in pianta pari a una lunghezza di 100m e larghezza 5m per ciascuna canna della tubazione. La profondità delle colonne è di 10m dal piano campagna. Di seguito si riporta uno stralcio planimetro e una sezione tipo dell’intervento previsto:



**Figura 6.1 – Inquadramento planimetrico fase 1**



**Figura 6.2 – Sezione longitudinale fase 1**



**Figura 6.3 – Sezione trasversale dell'intervento di consolidamento del Rio Peschiera**

## 6.1 Inquadramento geotecnico

L’opera in oggetto risulta scavata all’interno dell’unità geotecnica denominata ALL nel tratto che va da NMP a M5. Nel tratto che va da M5 a M6 l’opera si inserisce parzialmente nelle unità geotecniche ALL e UFC.

L’unità geotecnica denominata ALL è composta prevalentemente da terreni sciolti sabbioso-limosi, sabbioso-ghiaiosi associabili alla categoria G2 definita nella DWA-A 161E con scavo in terreni sciolti.

L’unità geotecnica denominata UFC è composta prevalentemente da conglomerati da moderatamente a scarsamente cementati associabili alla categoria G1 definita nella DWA-A-161E con scavo in terreni misti sciolti/rocciosi.

Di seguito cui si richiamano brevemente le principali caratteristiche meccaniche di interesse (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica):



**Figura 6.4 - Sezione geotecnica**

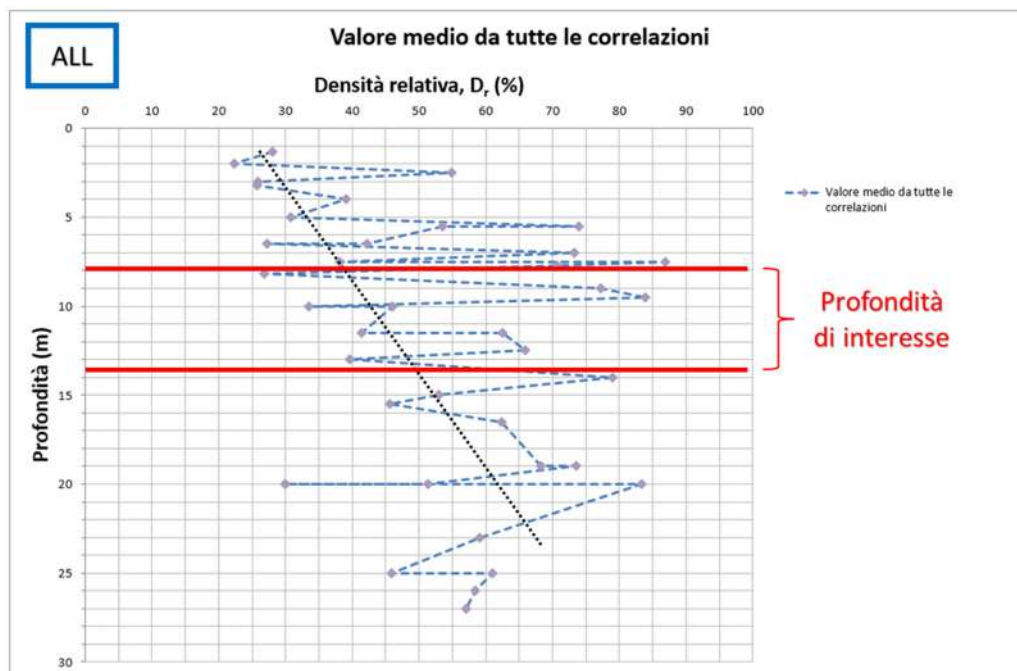
Soil group	Specific gravity, moist	Specific gravity under uplift	Friction angle	Basic value of the deformation modulus (natural soils)	Stress exponent
	$\gamma_B$	$\gamma'_B$	$\phi'$	$E_0$	$z$
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	N/mm <sup>2</sup>	–
G1	20	11	32.5	50	0.4
G2	20	11	30	30	0.5
G3	20	10	25	20	0.6
G4	20	10	15	15	0.7

**Figura 6.5 – Caratteristiche geotecniche**

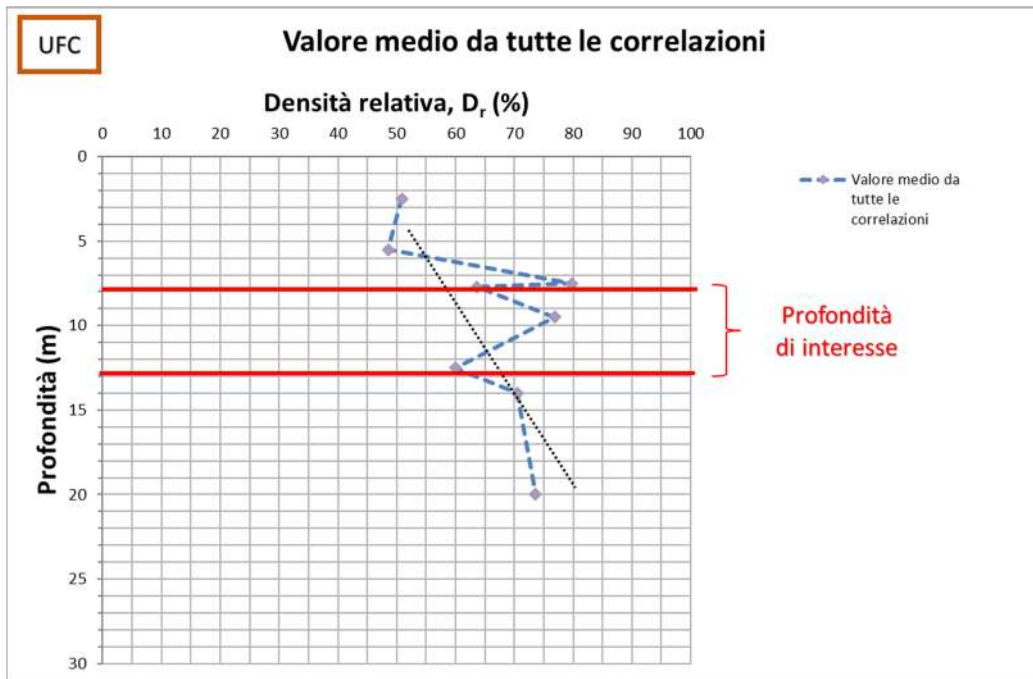
Per la determinazione del valore della densità relativa da associare a ciascuna unità geotecnica si è fatto riferimento alle prove penetrometriche dinamiche associate alle formulazioni empiriche di:

- Skempton (1948)  $A=43.3$   $B=21.7$  per l’unità UFC e  $A=B=27.5$   $B$  per l’unità ALL
- Gibbs e Holtz (1957)
- Bazaraa (1967)
- Meyerhof (1957)
- Schultze e Mezambach (1961)
- Terzaghi e Peck (1948)

Per l’unità ALL sono stati presi a riferimento i risultati delle prove penetrometriche eseguite lungo le verticali dei sondaggi S0, S0(1), S0(2), S0(3), S0(4), Si(2), Si(3) mentre per l’unità UFC si sono presi a riferimento i risultati delle prove penetrometriche eseguite lungo le verticali dei sondaggi S1 e S1(2). Di seguito è riportata la variazione della densità relativa con la profondità:



**Figura 6.6 – Variazione con la profondità della densità relativa per l’unità ALL**



**Figura 6.7 – Variazione con la profondità della densità relativa per l’unità UFC**

A partire dal valore della densità relativa si sono determinati i parametri  $f_1$ ,  $K_1$  e  $\delta$  riportati nella tabella 3 della DWA-1-161E.

	ALL	UFC						
Non-cohesive soil G1, G2	Very loose	Loose	Loose to medium density	Medium density	Medium density to dense	Dense	Dense to very dense	Very dense
Packing density $D$	$\leq 0.2$	0.25	0.3	0.4	0.5	0.65	0.8	$\geq 1$
Factor $f_1$	0.1	0.25	0.3	0.4	0.6	0.8	1	1.5
Soil pressure ratio $K_1$	$0.3^{1)}$	$0.3^{1)}$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
Friction angle in shear joint $\delta$ ( $^\circ$ )	$0^{1)}$	$0^{1)}$	$\phi/3$	$\phi/2$	$\phi/2$	$2 \times \phi/3$	$\phi$	$\phi$
COMMENTS								
If the packing density is known, intermediate values can be interpolated linearly. If the numerical values for the packing density are unknown, the respective lower limits of the range are to be assumed in each case.								
1) Use of these values in equations (8) and (9) results in $\kappa = \kappa_0 = 1$ .								



## 6.2 Analisi longitudinale (Calcolo della forza di spinta)

Come evidenziato nei paragrafi precedenti la natura dei terreni da scavare sono di tipo, sciolti prevalentemente sabbioso-limosi, sabbioso-ghiaiosi e limoso argillosi e rocciosi/sciolti costituiti da conglomerati moderatamente cementati.

Per il calcolo della spinta ci si è riferiti ad una copertura media pari a circa 7.5m per i tratti ricadenti nell’unità ALL e pari a circa 30m per i tratti ricadenti nell’unità UFC.

Di seguito si riporta un quadro sinottico del numero di sottostazioni intermedie necessarie per ogni tratta, il calcolo della forza di spinta massima (calcolata con l’ausilio del software *easypipe*) per ogni sottostazione ricavata secondo le indicazioni della DWA 161 e delle FSTT.

Tratta	L	L Sottostazioni	F <sub>Spinta</sub>	N° Sottostazioni
	[m]	[m]	[MN]	
NMP - M1	140	73	9.6	1
M1 - M2	280	73	9.6	3
M2 - M3	320	73	9.6	4
M3 - M4	450	73	9.6	6
M4 - M5	650	73	9.6	8
M5 - M6 Tratto 1/2	205	73	9.6	2
M5 - M6 Tratto 2/2	830	84	9.6	9

**1.2.6 Proof of admissibility of jacking force**

1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	t <sub>R,min</sub>	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	A <sub>R</sub>	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	γ <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Characteristic strength of pipe material.:	f <sub>k</sub>	50.00	N/mm <sup>2</sup>
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	f <sub>tm</sub>	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	E <sub>R,ax</sub>	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	γ <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	f <sub>d</sub>	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	----------------	-------	-------------------

1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	R <sub>Plan</sub>	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	L <sub>R</sub>	2.30	m

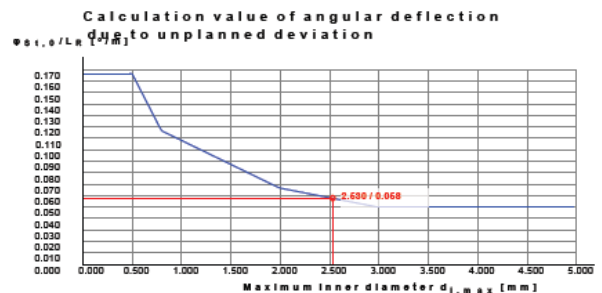
$$\varphi_R = \arctan \left( \frac{L_R}{R_{Plan}} \right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	φ <sub>R</sub>	0.000	°
---	----------------	-------	---

φ<sub>R</sub> was assumed as 0°, as for φ<sub>R</sub> < 0,05° the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	φ <sub>R</sub>	0.000	°
--	----------------	-------	---

Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
-------------------------	--------------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	φ <sub>St,0/LR</sub>	0.058	°/m
---	----------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0/LR} \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	φ <sub>St</sub>	0.196	°
--	-----------------	-------	---

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan \left( \frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}} \right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
---	--------------------------	-------	---

Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
--	--------	------	-----

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}) ; \varphi_{St}; \varphi_{\Delta a,cal}] \quad (92)$$

Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°
---	-----------------	-------	---

1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

*Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)*

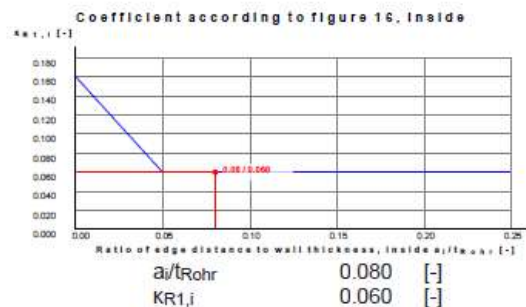
Flake board (P5, P7)

Outer diameter of PTR:	$d_{a,DÜR}$	2,872.2	mm
Inner diameter of the PTR:	$d_{i,DÜR}$	2,559.8	mm
Outer edge distance of PTR:	$a_{a,DÜR}$	14.9	mm
Inner edge distance of PTR:	$a_{i,DÜR}$	14.9	mm
Width of PTR:	$t_{DÜR}$	156.2	mm
Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,min}$	186.0	mm

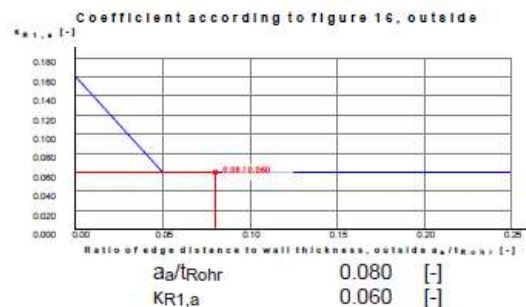
$$K_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

Ratio $t_{DÜR}$ to $t_{Rohr}$ :	$K_t$	1.190	[-]
---------------------------------	-------	-------	-----

Ratio of edge distance to wall thickness, inside:  
Coefficient according to figure 16, inside:

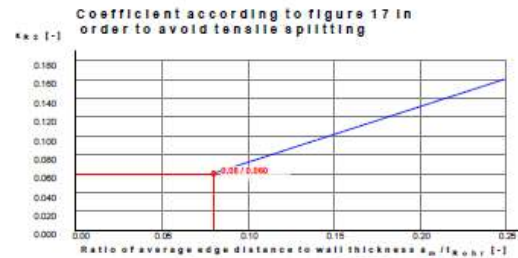


Ratio of edge distance to wall thickness, outside:  
Coefficient according to figure 16, outside:



$$K_{R1} = \text{max}(K_{R1,i}, K_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:	$K_{R1}$	0.060	[-]
--	----------	-------	-----



Ratio of average edge distance to wall thickness:  
Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:

$a_m/t_{Rohr}$	0.080	[-]
$K_{R2}$	0.060	[-]

$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:  
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:

$K_R$	0.060	[-]
$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>

$$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R}$$

(98)

Coefficient for permissible compressive stress:

$\alpha_{D,T}$	1.000	[-]
----------------	-------	-----

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

(97)

Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:

$\sigma_{cal}$	44.09	N/mm <sup>2</sup>
----------------	-------	-------------------

Estimated thrust force, control variable:

$F_j$	9,528	kN
-------	-------	----

$$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$$

Evenly distributed stress in the PTR:

$\sigma_{0DÜR}$	7.15	N/mm <sup>2</sup>
-----------------	------	-------------------

$$\sigma_1 = 2 \cdot \sigma_{0DÜR}$$

(107)

Relevant stress of preload:

$\sigma_1$	14.29	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$$\sigma_1/\sigma_{cal} = \frac{\sigma_1}{\sigma_{cal}}$$

Percentage of preload:

$\sigma_1/\sigma_{cal}$	32.4	%
-------------------------	------	---

#### 1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring

Layer 1

Flake board (P5, P7)

Layer thickness:

$s_d$	20.00	mm
-------	-------	----

$$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6(\sigma_1/\sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53(\sigma_1/\sigma_{cal}) + 6108.7(\sigma_1/\sigma_{cal})^2 - 14090(\sigma_1/\sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130(\sigma_1/\sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835)$$

(109)

Stiffness of the layer:

$E_{cal}$	588.62	N/mm <sup>2</sup>
-----------	--------	-------------------

$$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}}$$

(102 / 111)

Deformation component of the layer:

$\Delta s_{DÜR,S}$	5.5	mm
--------------------	-----	----

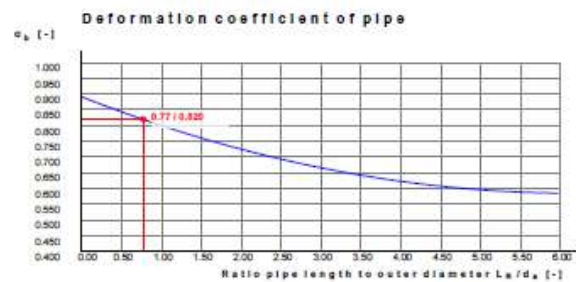
1.2.6.5 Deformation of pipe

$$\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot \frac{t_{DÜR}}{t_{R,min}} \quad (103b)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{cal} \cdot t_{DÜR}}{t_{R,min}}$$

Calculated compressive stress in pipe material:

$\sigma_{max}$  37.04 N/mm<sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$L_R/d_a$  0.77 [-]

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \quad (105)$$

Deformation coefficient of pipe:

$\alpha_b$  0.820 [-]

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \ \& \ \geq 0$$

Coefficient:

$\alpha_\varphi$  0.000 [-]

$$K_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi) \quad (104)$$

Deformation factor of pipe:

$K_{ab}$  0.500 [-]

$$\Delta S_R = \frac{\sigma_{max} \cdot K_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \quad (103a)$$

Deflection component of jacking pipe:

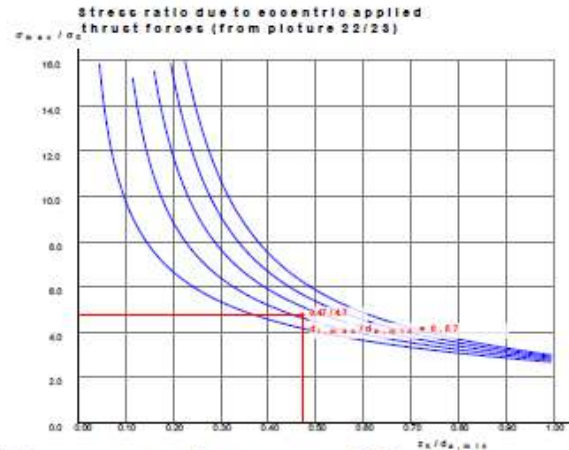
$\Delta S_R$  1.1 mm

Result

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta S_{DÜR} + \Delta S_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \quad (101)$$

Joint gap dimension:

$z_k/d_{a,min}$  0.47 [-]



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$$A_R = \frac{(d_{a,\min}^2 - d_{i,\max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:  
Partial safety factor for loads, longitudinal:

$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
$\gamma_{F,ax}$	1.30	[-]

$$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}} \quad (113)$$

Permissible thrust force:

$F_j$	9,528	kN
-------	-------	----

$$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{\max} / \sigma_0 \quad (113)$$

Axial stress, Design value acting in the spigot end:

$\sigma_{x,d}$	-37.04	N/mm <sup>2</sup>
----------------	--------	-------------------

$$A_{R,0} = \frac{([d_i + 2 \cdot A_{ax}]^2 - d_i^2) \cdot \pi}{4}$$

Area for axial pressure beyond coupling zone:

$A_{R,0}$	21,598.45	cm <sup>2</sup>
-----------	-----------	-----------------

$$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{\max} / \sigma_0 \quad (113)$$

Axial stress in the pipe. Design value:

$\sigma_{x,d,0}$	-27.21	N/mm <sup>2</sup>
------------------	--------	-------------------

Riferimento: FSTT (Microtunnel & Horizontal Drilling: Recommendation)

Microtunnel Piana di San Vittorino (ALL)

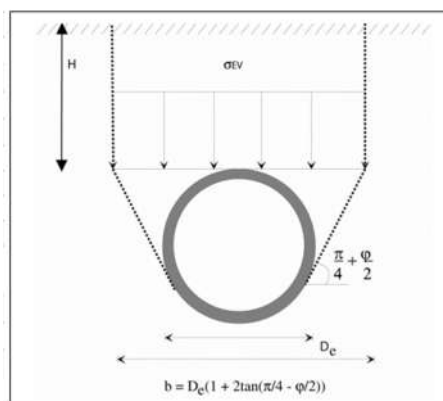
**DATI TERRENO**

Terreno	Granulare	-	Tipo di terreno
$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
$c_u$	-	kPa	Coesione non drenata (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$I_L$	-	-	Indice di liquidità (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$c'$	0	kPa	Coesione drenata (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
$\varphi'$	30	°	Angolo di resistenza a taglio (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
E	30	MPa	Modulo elastico del terreno
$\nu$	0.3	-	Coefficiente di Poisson

**DATI GEOMETRIA E TUBAZIONE**

$d_e$	3	m	Diametro esterno di scavo
$H_t$	7.50	m	Altezza ricoprimento
$H_w$	1.5	m	Profondità falda dal P.C. (Mettere 1000 se non presente)
$S_t$	0.25	m	Spessore tubazione
$R_e$	1.5	m	Raggio di scavo esterno
$R_i$	1.25	m	Raggio di scavo interno
$d$	0	m	Distanza Fronte scavo - sostegno calotta
$\gamma_{TUB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico condotta
$q_s$	20	kPa	Pressione al piano campagna
Oil	Si	-	Lubrificazione Cavo
Tratto	Rettilineo	-	Specificare se in curva o rettilineo
L	650	m	Lunghezza della condotta
W	54.0	KN/m	Peso condotta al metro

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



**ANALISI DI STABILITA' (Terreni coesivi)**

$d/d_e$	0	-	Rapporto Lunghezza non sostenuta/Diametro di scavo
$H_t/d_e$	2.50	-	Rapporto Profondità scavo/Diametro di scavo
$T_C$	-	-	Fattore capacità portante per terreni Coesivi (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$\sigma_T$	-	kPa	Pressione al fronte per mantenere il cavo stabile
Stato	-	-	

**CONVERGENZA DEL CAVO**

$k$	<b>1.000</b>	-	Coefficiente di spinta orizzontale terreno
$b$	5.2	m	Larghezza del cuneo di terreno disturbato
$q_0$	1.1	kPa	Tensione risultante alla profondità di scavo dovuta al sovraccarico
$k_I$	0.487	-	Coefficiente che tiene conto dell'effetto arco
$\sigma_{Ev}$	151.1		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo
$\sigma_{Evi}$	104.9		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo con effetto arco
$\sigma_v$	181.1	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo
$\sigma_{vi}$	134.9	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo con effetto arco
E.A	Si	-	Effetto arco presente se $H_t > b$
$\sigma_{v,CAL}$	134.9	kPa	Tensione totale verticale di calcolo
$\sigma_{h,CAL}$	134.9	kPa	Tensione totale orizzontale di calcolo
$\Delta u_{v,el}$	24.6	mm	Covergenza del cavo in calotta caso elastico
$\Delta u_{h,el}$	24.6	mm	Covergenza del cavo alle reni caso elastico
$\Delta u_{,pl}$	-	mm	Covergenza del cavo metodo convergenza confinamento
Mezzo	<b>Elastico</b>	-	Tipo di comportamento del terreno
$\Delta u$	24.6	mm	Covergenza del cavo
$\Delta u_{max}$	20	mm	Sovrascavo

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO DINAMICA**

Adesione	<b>Completa</b>	-	Se $\Delta u < \Delta u_{max}$ adesione completa del terreno sullo scudo della macchina Se $\Delta u > \Delta u_{max}$ adesione parziale del terreno sullo scudo della macchina
$\mu_{GR}$	0.03	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Granulari)
$\mu_{Co}$	0.1	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo stabile)
$\beta$	0.6	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo instabile)
$n$	826.5	kN/m	Sforzo normale agente al metro di condotta (Stein, 1989)
$c_{ur}$	-	kPa	Coesione non drenata rimaneggiata (Leuriel et al. 1983)
Up-Lipt	Si	-	Verifica a galleggiamento durante la spinta (solo in caso di cavo stabile)
<b>F<sub>LAT</sub></b>	<b>3.0</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito dinamica per tutto lo sviluppo della condotta</b>



**CALCOLO RESISTENZA AL FRONTE**

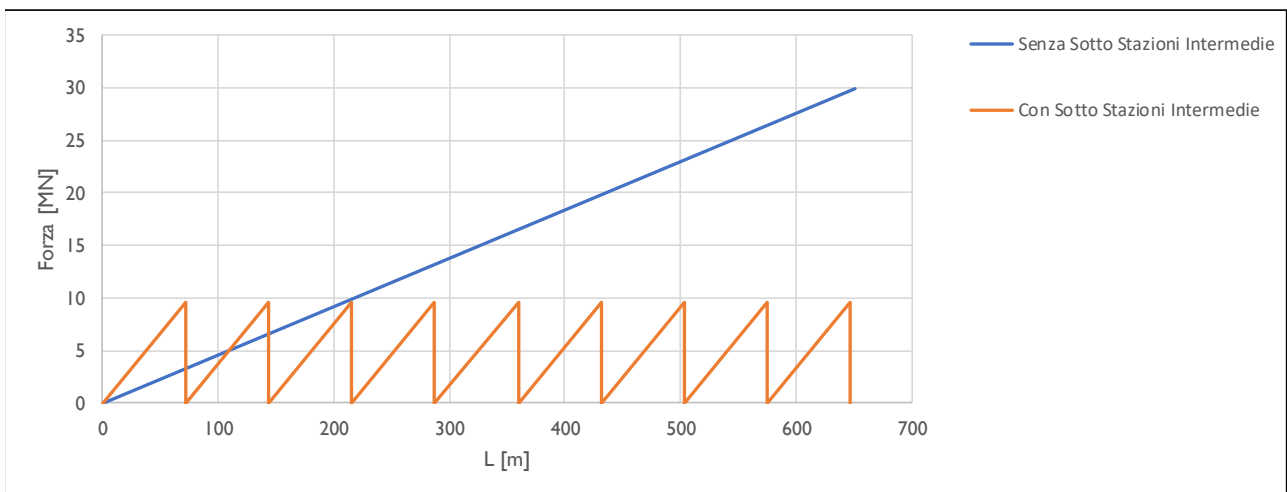
Terreno	<b>Sabbia</b>	-	<i>Tipo terreno</i>
Valore	<b>Medio</b>	-	
$r_p$	1000	kPa	<i>Resistenza apparente in testa (FSTT)</i>
<b><math>R_p</math></b>	<b>7.07</b>	<b>MN</b>	<b>Resistenza al fronte</b>

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO STATICA**

Stop	<b>Per una notte</b>		
f	1.5	kPa	<i>Resistenza da fermo cantiere</i>
<b>R</b>	<b>9.2</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito statica</b>

**CALCOLO NUMERO DI SOTTO STAZIONI INTERMEDIE**

<b><math>F_j</math></b>	<b>9.6</b>	<b>MN</b>	<b>Spinta massima Closed Joint/Open Joint</b>
$F_{max}$	30.0	MN	<i>Foza massima lungo l'intera tratta</i>
<b><math>L_{int}</math></b>	<b>72</b>	<b>m</b>	<b>Distanza tra stazioni intermedie di spinta</b>
<b>n</b>	<b>8.0</b>	-	<b>Numero di sottostazioni intermedie</b>



Riferimento: FSTT (Microtunnel & Horizontal Drilling: Recommendation)

**Microtunnel Piana di San Vittorino (UFC)**

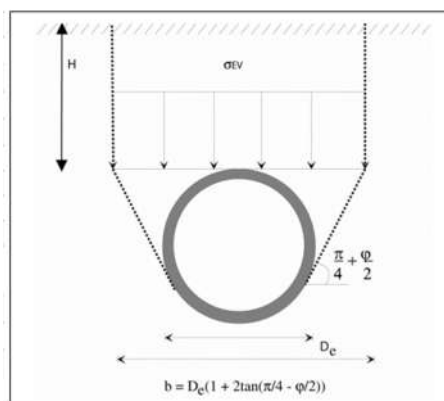
**DATI TERRENO**

Terreno	Granulare	-	Tipo di terreno
$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
$c_u$	-	kPa	Coesione non drenata (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$I_L$	-	-	Indice di liquidità (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$c'$	0	kPa	Coesione drenata (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
$\varphi'$	33	°	Angolo di resistenza a taglio (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
E	100	MPa	Modulo elastico del terreno
$\nu$	0.3	-	Coefficiente di Poisson

**DATI GEOMETRIA E TUBAZIONE**

$d_e$	3	m	Diametro esterno di scavo
$H_t$	30.00	m	Altezza ricoprimento
$H_w$	28	m	Profondità falda dal P.C. (Mettere 1000 se non presente)
$S_t$	0.25	m	Spessore tubazione
$R_e$	1.5	m	Raggio di scavo esterno
$R_i$	1.25	m	Raggio di scavo interno
$d$	0	m	Distanza Fronte scavo - sostegno calotta
$\gamma_{TUB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico condotta
$q_s$	20	kPa	Pressione al piano campagna
Oil	Si	-	Lubrificazione Cavo
Tratto	Rettilineo	-	Specificare se in curva o rettilineo
L	830	m	Lunghezza della condotta
W	54.0	KN/m	Peso condotta al metro

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



**ANALISI DI STABILITA' (Terreni coesivi)**

$d/d_e$	0	-	Rapporto Lunghezza non sostenuta/Diametro di scavo
$H_t/d_e$	10.00	-	Rapporto Profondità scavo/Diametro di scavo
$T_C$	-	-	Fattore capacità portante per terreni Coesivi (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$\sigma_T$	-	kPa	Pressione al fronte per mantenere il cavo stabile
Stato	-	-	

**CONVERGENZA DEL CAVO**

k	<b>1.000</b>	-	Coefficiente di spinta orizzontale terreno
b	5.0	m	Larghezza del cono di terreno disturbato
$q_0$	0.0	kPa	Tensione risultante alla profondità di scavo dovuta al sovraccarico
$k_I$	0.129	-	Coefficiente che tiene conto dell'effetto arco
$\sigma_{Ev}$	600.0		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo
$\sigma_{EVI}$	95.0		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo con effetto arco
$\sigma_v$	630.0	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo
$\sigma_{vi}$	125.0	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo con effetto arco
E.A	Si	-	Effetto arco presente se $H_t > b$
$\sigma_{v,CAL}$	125.0	kPa	Tensione totale verticale di calcolo
$\sigma_{h,CAL}$	125.0	kPa	Tensione totale orizzontale di calcolo
$\Delta u_{v,el}$	6.8	mm	Convergenza del cavo in calotta caso elastico
$\Delta u_{h,el}$	6.8	mm	Convergenza del cavo alle reni caso elastico
$\Delta u_{,pl}$	-	mm	Convergenza del cavo metodo convergenza confinamento
Mezzo	<b>Elastico</b>	-	Tipo di comportamento del terreno
$\Delta u$	6.8	mm	Convergenza del cavo
$\Delta u_{max}$	20	mm	Sovrascavo

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO DINAMICA**

Adesione	<b>Completa</b>	-	Se $\Delta u < \Delta u_{max}$ adesione completa del terreno sullo scudo della macchina Se $\Delta u > \Delta u_{max}$ adesione parziale del terreno sullo scudo della macchina
$\mu_{GR}$	0.02	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Granulari)
$\mu_{Co}$	0.1	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo stabile)
$\beta$	0.6	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo instabile)
n	765.9	kN/m	Sforzo normale agente al metro di condotta (Stein, 1989)
$c_{ur}$	-	kPa	Coesione non drenata rimaneggiata (Leuriel et al. 1983)
Up-Lipt	Si	-	Verifica a galleggiamento durante la spinta (solo in caso di cavo stabile)
<b>F<sub>LAT</sub></b>	<b>13.2</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito dinamica per tutto lo sviluppo della condotta</b>

**CALCOLO RESISTENZA AL FRONTE**

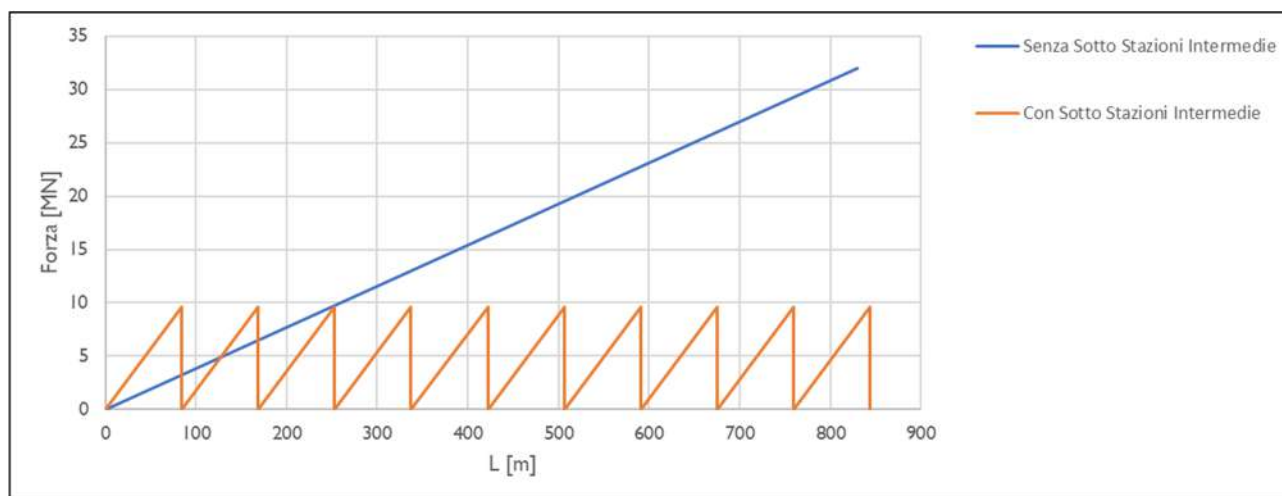
Terreno	Sabbia	-	Tipo terreno
Valore	Medio	-	
$r_p$	1000	kPa	Resistenza apparente in testa (FSTT)
$R_p$	7.07	MN	Resistenza al fronte

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO STATICA**

Stop	Per una notte		
f	1.5	kPa	Resistenza da fermo cantiere
<b>R</b>	<b>11.7</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito statica</b>

**CALCOLO NUMERO DI SOTTO STAZIONI INTERMEDIE**

$F_j$	9.6	MN	Spinta massima Closed Joint/Open Joint
$F_{max}$	32.0	MN	Foza massima lungo l'intera tratta
$L_{int}$	84	m	Distanza tra stazioni intermedie di spinta
<b>n</b>	<b>9.0</b>	-	<b>Numero di sottostazioni intermedie</b>



## 6.3 Analisi trasversale (Verifiche STR)

Per il tratto ricadente nell’unità ALL ai fini della determinazione delle sollecitazioni sulla condotta si è fatto riferimento, a favore di sicurezza, alla coppia di valori copertura/livello di falda che massimizzano le azioni. In particolare, è stato preso a riferimento il tratto tra M4 e M5 per massime coperture. Per l’unità denominata UFC si è fatto riferimento al tratto compreso tra M5 e M6 per massime coperture.

Tratta	L	C <sub>MAX</sub>	W <sub>C,MAX</sub>	C <sub>MIN</sub>	W <sub>C,MIN</sub>	Unità
	[m]	[m]	[m da P.C]	[m]	[m da P.C]	-
NMP - M1	140	9	1	6.5	1	ALL
M1 - M2	280	9	1	5.5	-2	ALL
M2 - M3	320	11.5	1	4	-1	ALL
M3 - M4	450	10.5	4	8	2	ALL
M4 - M5	650	11	5	2.5	0	ALL
M5 - M6 Tratto 1/2	230	10	8	2	0	ALL
M5 - M6 Tratto 2/2	830	50	47	10	8.5	UFC

### 6.3.1 Combinazioni di carico

La combinazione di carico analizzata è quella che prevede la condotta vuota e che massimizza quindi i carichi esterni agenti sul mantello laterale. I coefficienti di amplificazione seguono quelli riportati nella normativa DWA 161-A. Il caso di tubazione non in falda non risulta pertinente in quanto per ogni tratta è stata rilevata una quota piezometrica superiore alla quota di scorrimento della tubazione.

Il calcolo viene eseguito sia in fase di scavo che in fase di esercizio, per le tratte M4-M5 ed M5-M6 (in allegato alla relazione si sono riportati i passaggi analitici eseguiti con l’ausilio del software *EasyPipe* per la determinazione delle sollecitazioni agenti in fase statica e di costruzione).

### *6.3.2 Analisi sismica*

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_c^*$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_S$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);
- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018).

### 6.3.2.1 Unità ALL

Data la variabilità spaziale del bedrock lungo la piana di San Vittorino in corrispondenza della tratta interessata dallo scavo con tecnologia MicroTunnel, per la determinazione dell’azione sismica si è fatto riferimento a due situazioni limite incontrate lungo il tracciato:

- 1) Modello 1: Bedrock posto a 20m circa da piano campagna, situazione compatibile con la parte centrale del tracciato (M3, M4)
- 2) Modello 2: Bedrock posto a 60m circa da piano campagna, situazione compatibile con l’inizio del tracciato (NMP, M1)

Per la determinazione del valore delle velocità delle onde di taglio lungo la verticale si è fatto riferimento alle prove Down-Hole effettuate rispettivamente lungo le verticali dei sondaggi S0 e S0(3) (per maggiori dettagli riferirsi alla relazione geologica). A favore di sicurezza si è considerata una categoria di sottosuolo C (compatibile con il sondaggio S0) ed una categoria topografica T1.

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere in progetto sono riassunti nella seguente tabella.

Azione Sismica			
Lat.	42.36458	°	
Long.	13.00053	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	C		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.236	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.7	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.401	g	Accelerazione massima su suolo deformabile



La valutazione delle azioni sismiche è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti e di seguito riportata:

**Dati Geometria**

D	3	m	Diametro galleria
R	11	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.25	m	Spessore rivestimento
$R_{ck,k}$	60	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

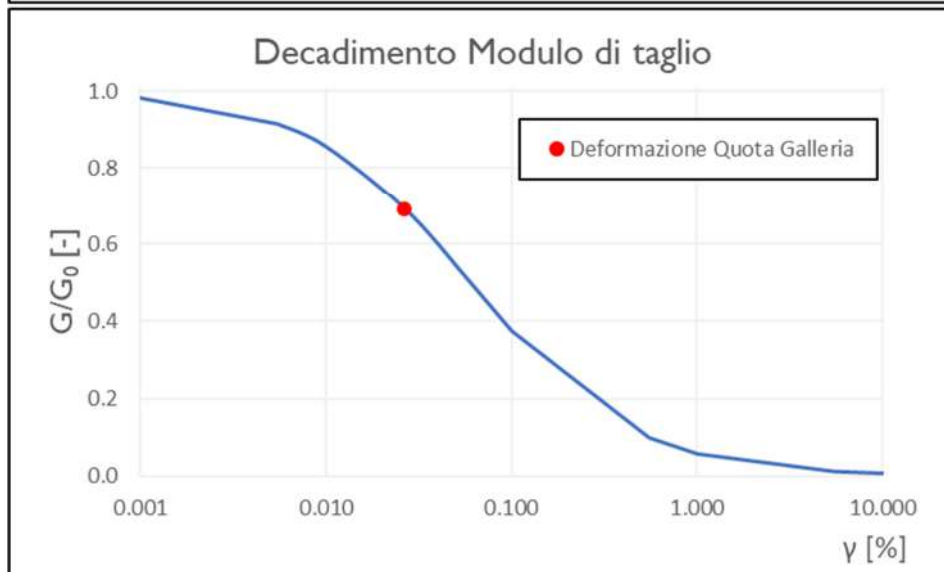
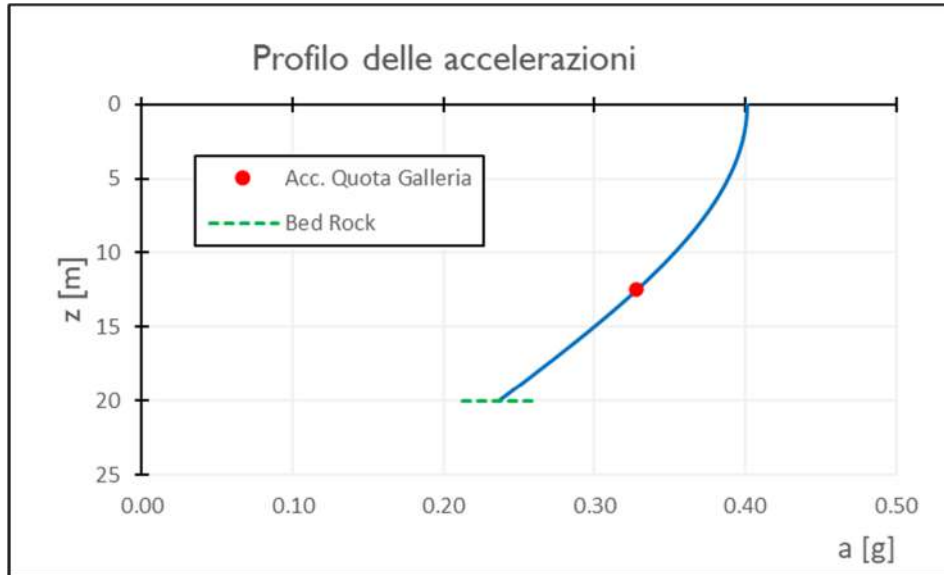
Tipo Terreno	<b>Sabbia</b>	Modello Hardin/Drnevich, $\gamma_{ref} = 0.06\%$ [Seed & Idriss (1970)]	
$\rho_b$	2000	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
$H_b$	20	m	Altezza del banco
$V_{s,b}$	500	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

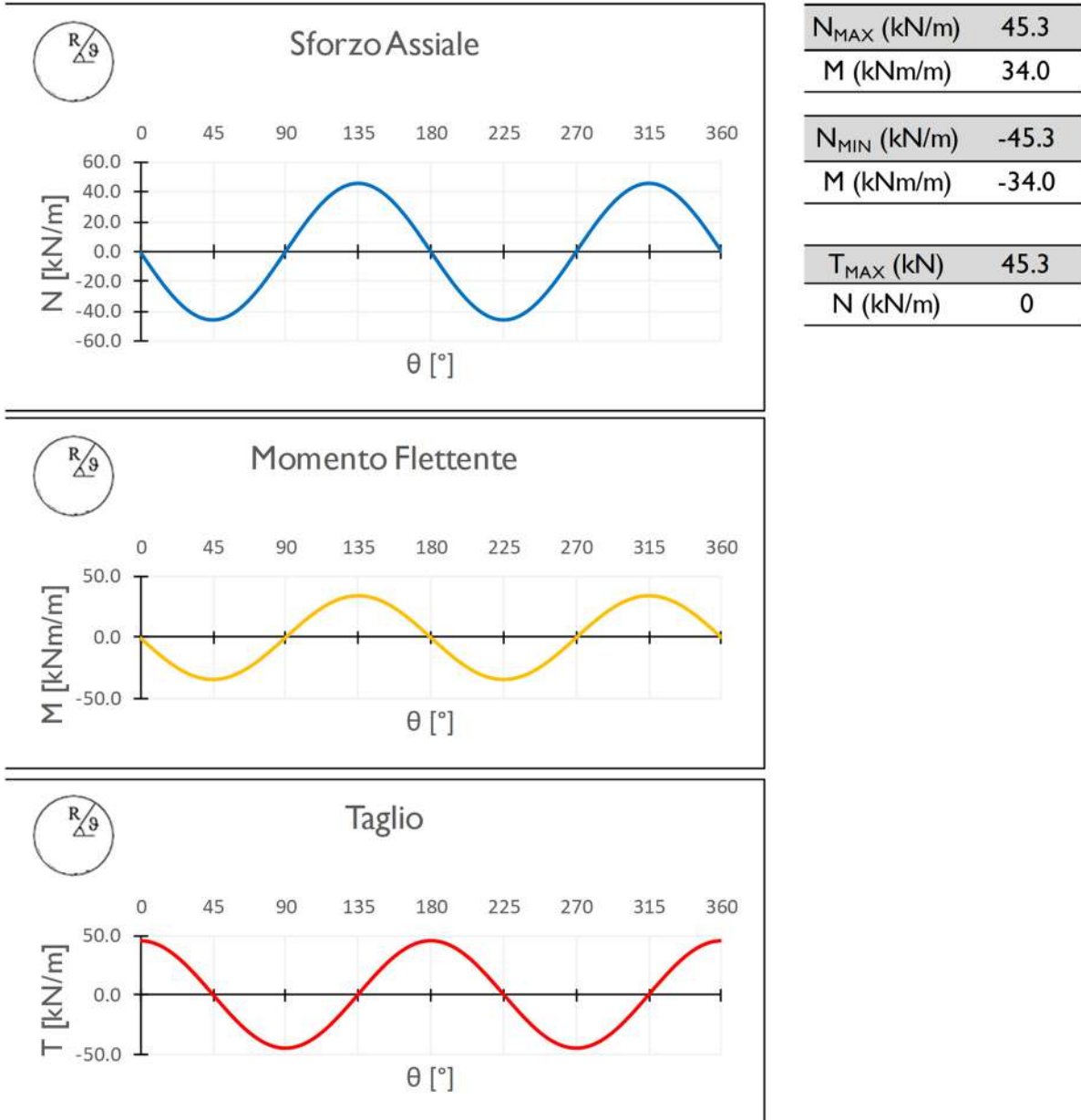
**Azione Sismica**

Lat.	42.36458	°	
Long.	13.00053	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	C		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.236	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.7	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.401	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
$a_{gall}$	0.328	g	Accelerazione quota galleria
$\tau_{gall}$	92.2	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
$\gamma_{gall}$	0.027	%	Distorsione quota galleria
G	346.3	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	831.2	MPa	Modulo di Young abbattuto





**Figura 6.8 – Risultati analisi sismica semplificata Modello 1**

**Dati Geometria**

D	3	m	Diametro galleria
R	11	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.25	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	60	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

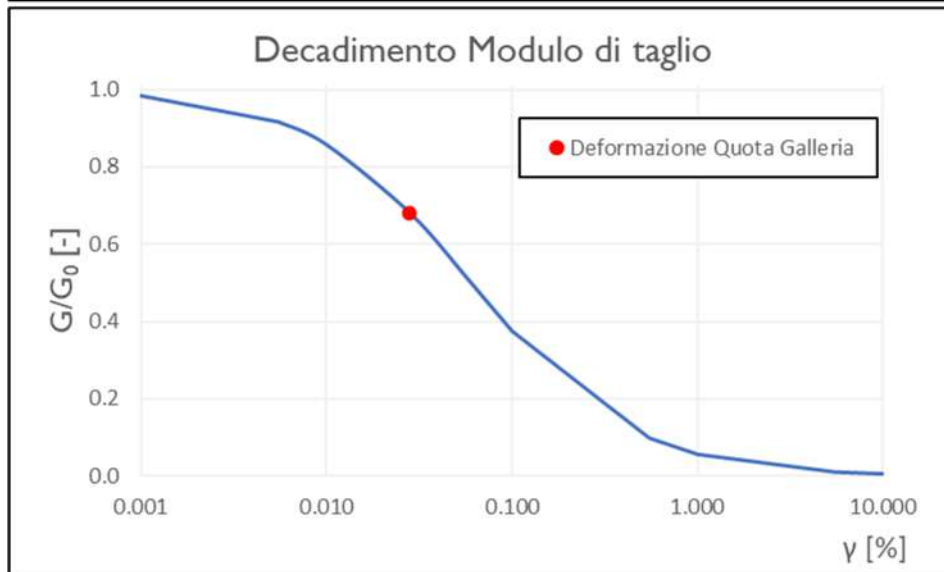
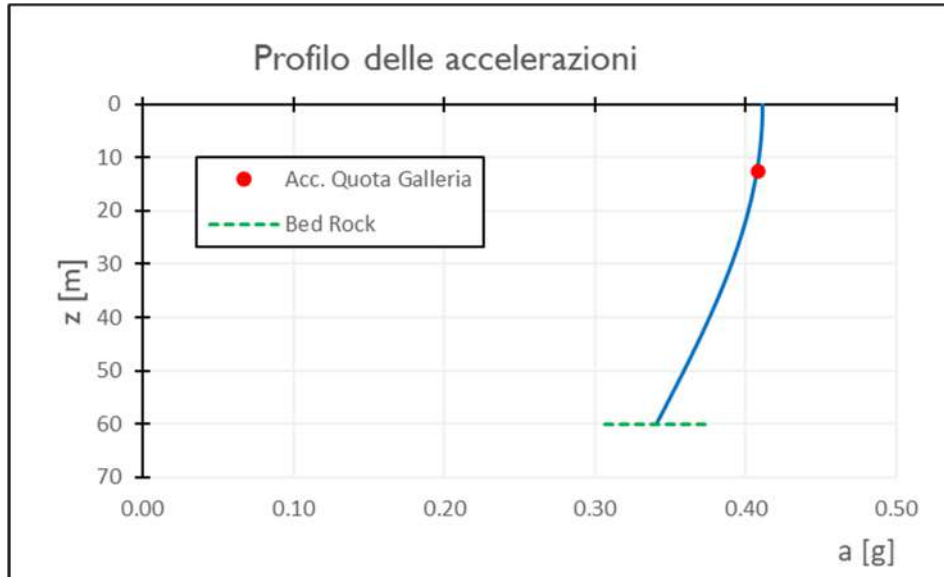
Tipo Terreno	<b>Sabbia</b>	Modello Hardin/Drnevich, $\gamma_{ref} = 0.06\%$ [Seed & Idriss (1970)]	
$\rho_b$	2000	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	60	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	512.5	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

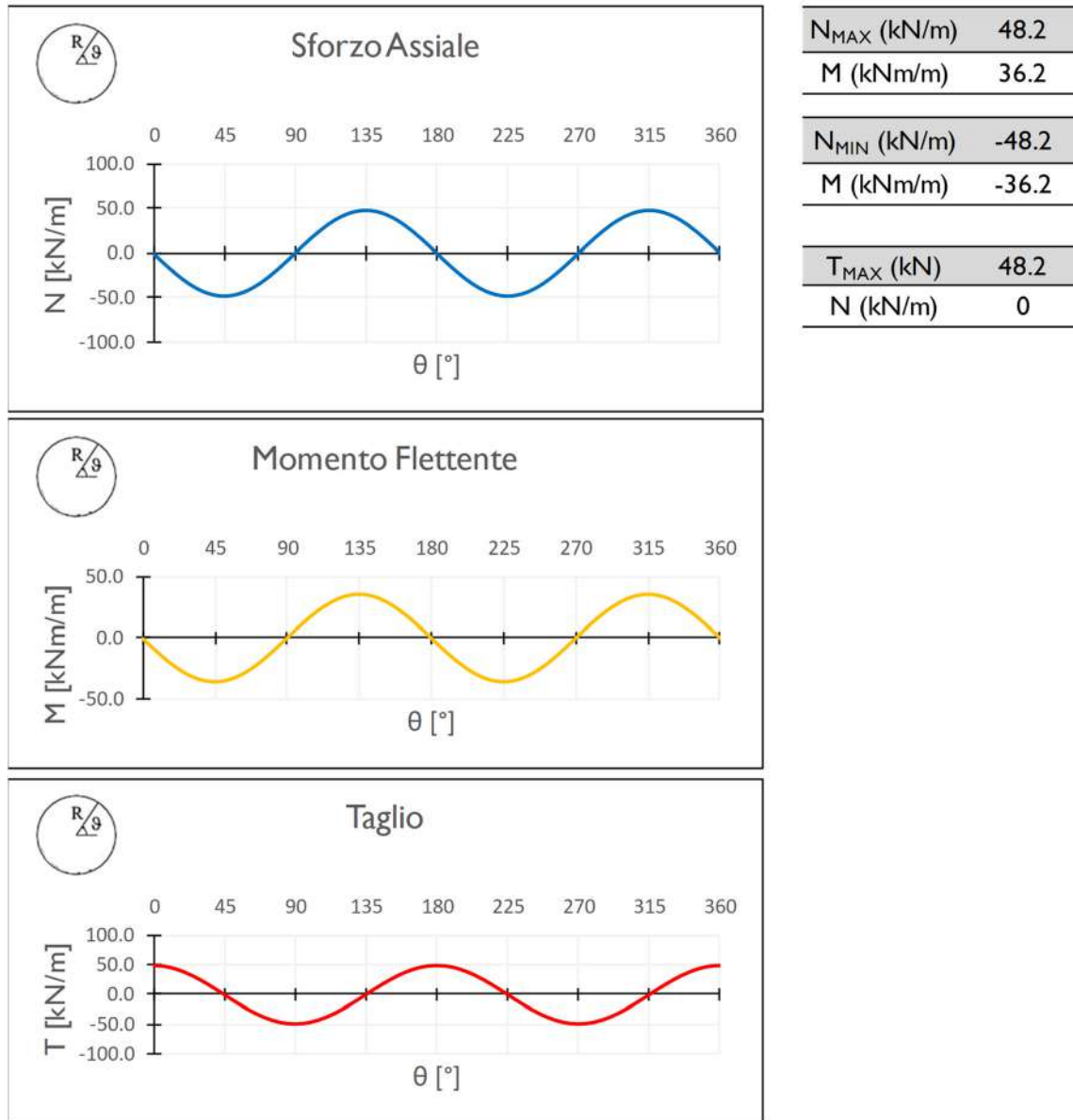
**Azione Sismica**

Lat.	42.36458	°	
Long.	13.00053	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	C		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.341	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.207	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.412	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.408	g	Accelerazione quota galleria
$\tau_{gall}$	100.6	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
$\gamma_{gall}$	0.028	%	Distorsione quota galleria
G	357.6	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	858.2	MPa	Modulo di Young abbattuto





**Figura 6.9 – Risultati analisi sismica semplificata Modello 2**

Dai risultati dell’analisi di RSL semplificate si evince che il modello numero 2 restituisce sollecitazioni più gravose rispetto al modello numero 1, pertanto, è stato preso a riferimento per le verifiche SLV.

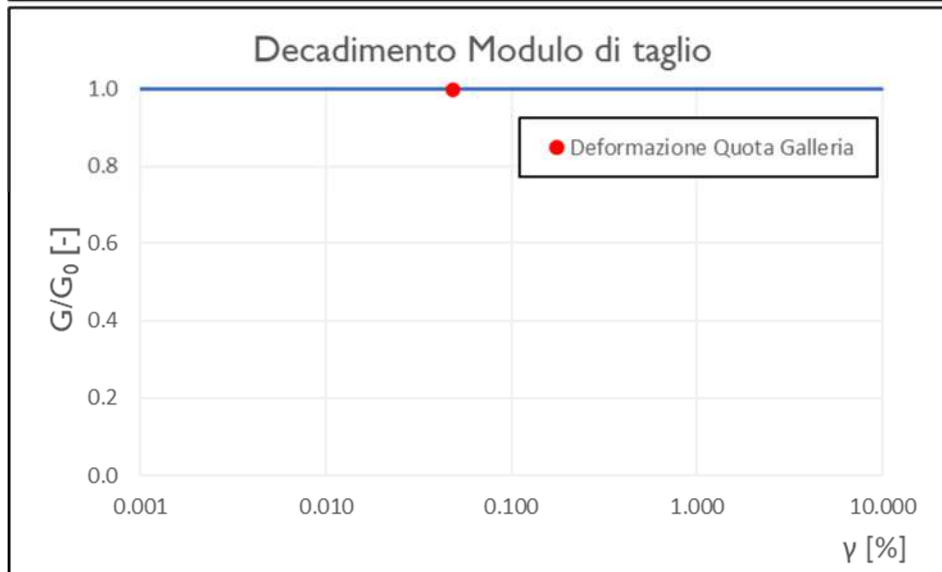
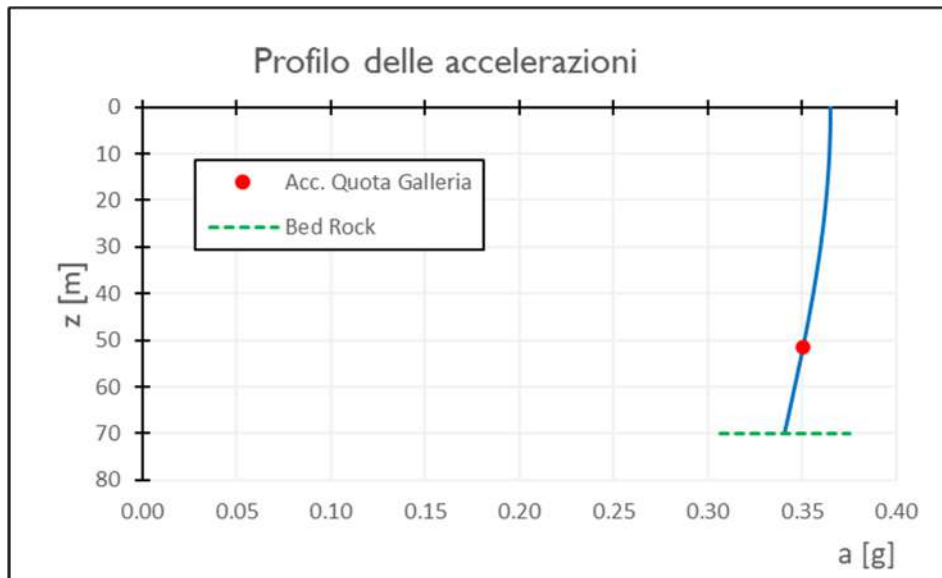
### 6.3.2.2 Unità UFC

Per la determinazione del valore delle velocità delle onde di taglio lungo la verticale si è fatto riferimento alle prove Down-Hole effettuate lungo la verticale del sondaggio S1(2) (per maggiori dettagli riferirsi alla relazione geologica). Si è considerata una categoria di sottosuolo B (compatibile con il sondaggio S1(2)) ed una categoria topografica T1. La profondità del bedrock è stato posto pari a 70m (compatibile con quella ricavata per le RSL in corrispondenza del manufatto M6).

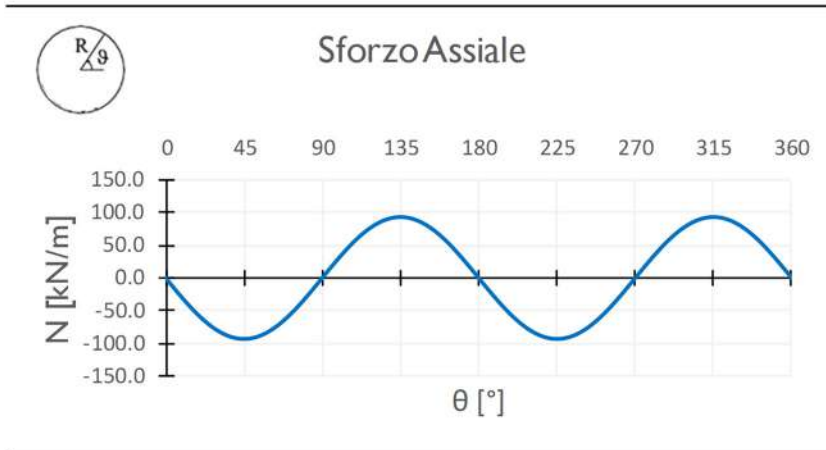
I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere in progetto sono riassunti nella seguente tabella.

Azione Sismica			
Lat.	42.36458	°	
Long.	13.00053	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.341	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.071	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.365	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione delle azioni sismiche è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti e di seguito riportata:



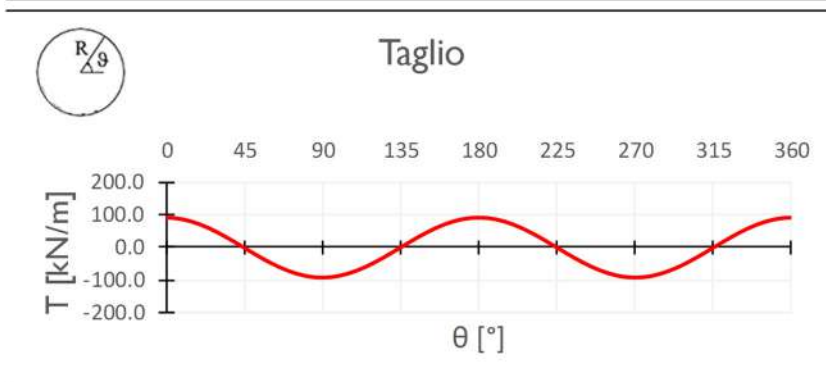
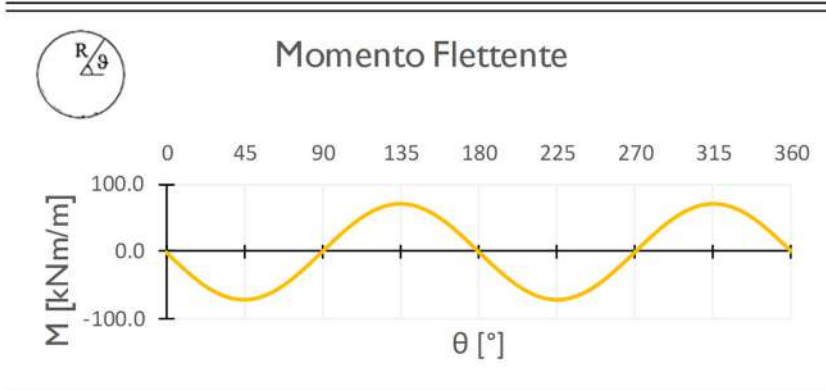




$N_{MAX}$ (kN/m)	94.1
$M$ (kNm/m)	70.6

$N_{MIN}$ (kN/m)	-94.1
$M$ (kNm/m)	-70.6

$T_{MAX}$ (kN)	94.1
$N$ (kN/m)	0



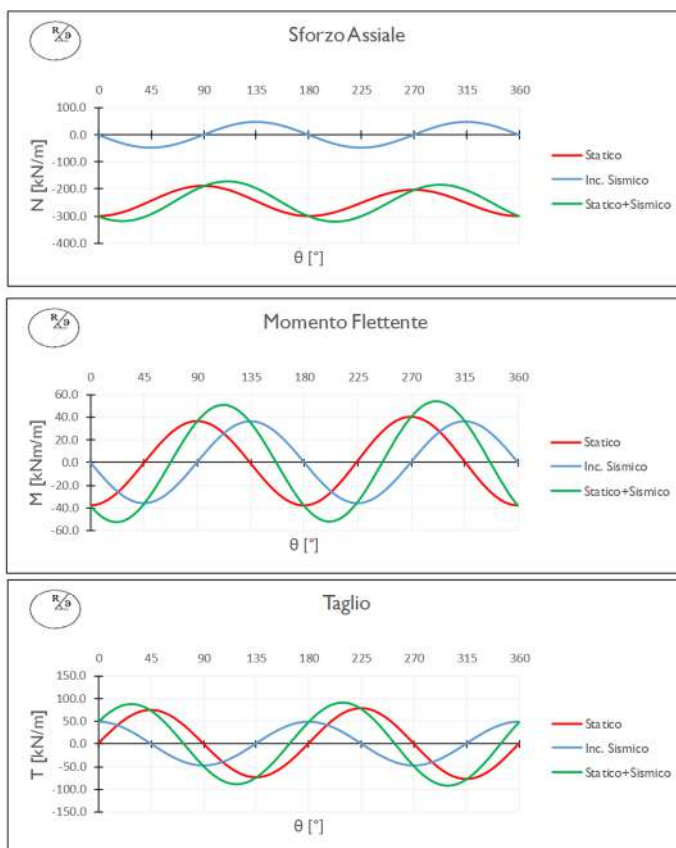
**Figura 6.10 – Risultati analisi sismica semplificata**

### 6.3.3 Risultati e verifiche

Si riporta un breve quadro sinottico delle caratteristiche della sollecitazione in direzione trasversale alla tubazione:

Pos.	Minimi di normativa DWA		Fase Costruzione		ESE		SLU	
	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
Corona	-185.6	85.1	-320.0	52.0	-189.7	36.7	-256.1	49.5
Piedritto	-371.2	-85.1	-408.3	-53.5	-299.4	-37.8	-404.2	-51.0
Piede	-185.6	85.1	-339.4	57.1	-204.1	40.4	-275.5	54.6

SLV	
$\Delta N_{MAX}$ [kN/m]	$\Delta M_{MAX}$ [kNm/m]
48.2	36.2



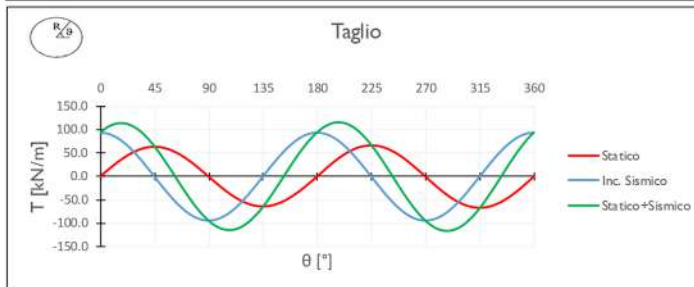
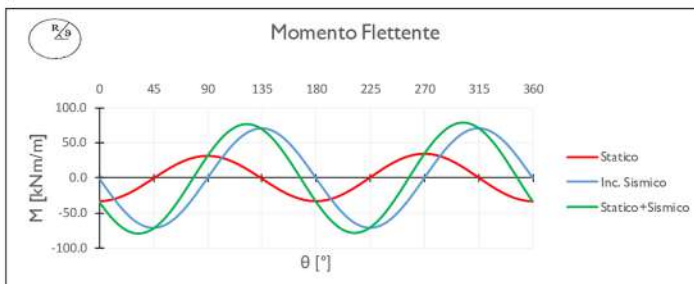
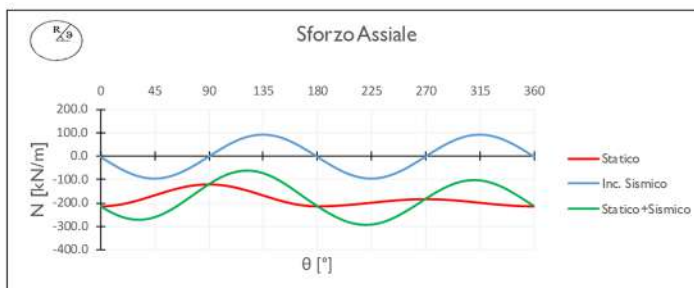
Comb.	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-186	85	90	DWA Minimi
2	-371	-85	0	DWA Minimi
3	-186	85	270	DWA Minimi
4	-320	52	90	DWA Costruzione
5	-408	-54	0	DWA Costruzione
6	-339	57	270	DWA Costruzione
7	-256	50	90	NTC18 SLU
8	-404	-51	0	NTC18 SLU
9	-276	55	270	NTC18 SLU
10	-172	51	110	NTC18 SLV
11	-184	55	290	NTC18 SLV
12	-318	-52	20	NTC18 SLV
13	-189.7	36.7	90	NTC18 ESE
14	-299.4	-37.8	0	NTC18 ESE
15	-204.1	40.4	270	NTC18 ESE

Comb.	N [kN/m]	T [kN/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-340	106	225	NTC18 SLU
2	-276	92	210	NTC18 SLV

**Figura 6.11 – Sollecitazioni sulla condotta (UG – ALL)**

Pos.	Minimi di normativa DWA		Fase Costruzione		ESE		SLU	
	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
Corona	-185.6	84.1	-139.9	73.7	-122.3	31.4	-165.1	42.4
Piedritto	-371.2	-85.1	-356.1	-76.2	-214.4	-33.2	-289.4	-44.8
Piede	-185.6	85.1	-368.7	74.9	-184.3	34.4	-248.8	46.4

SLV	
$\Delta N_{MAX}$ [kN/m]	$\Delta M_{MAX}$ [kNm/m]
94.1	70.6

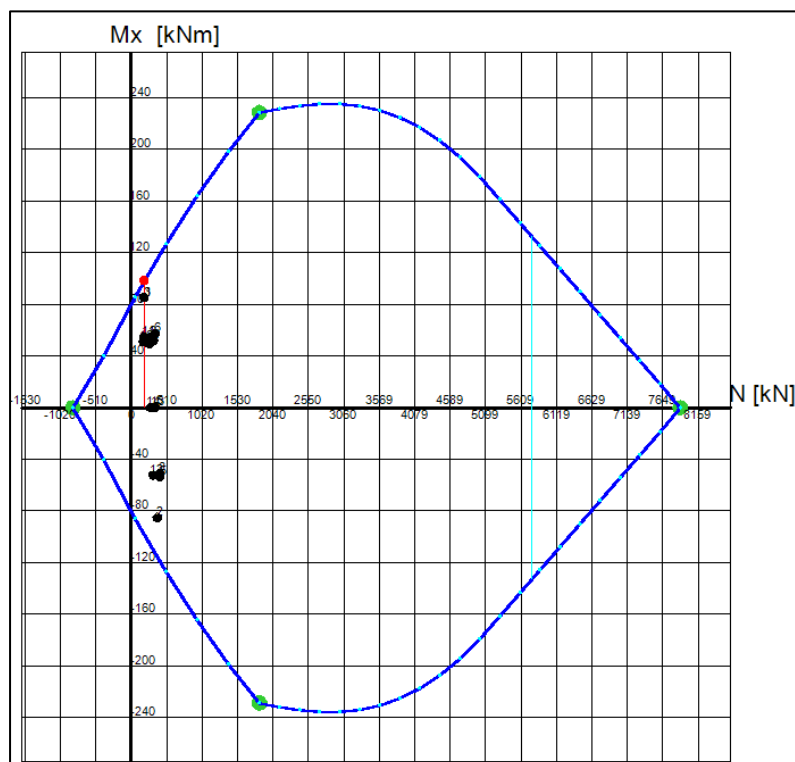
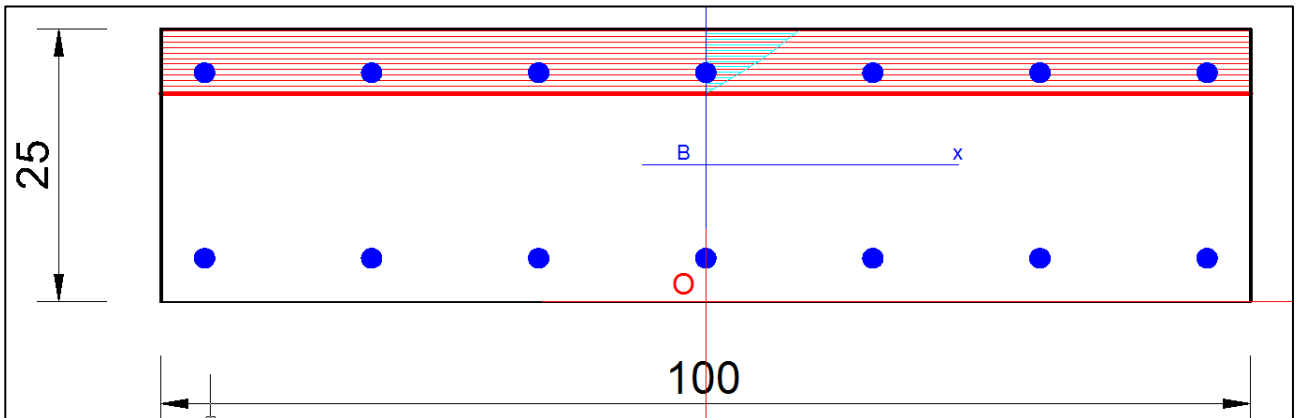


Comb.	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-186	84	90	DWA Minimi
2	-371	-85	0	DWA Minimi
3	-186	85	270	DWA Minimi
4	-140	74	90	DWA Costruzione
5	-356	-76	0	DWA Costruzione
6	-369	75	270	DWA Costruzione
7	-165	42	90	NTC18 SLU
8	-289	-45	0	NTC18 SLU
9	-249	46	270	NTC18 SLU
10	-64	76	120	NTC18 SLV
11	-110	79	300	NTC18 SLV
12	-272	-78	35	NTC18 SLV
13	-122.3	31.4	90	NTC18 ESE
14	-214.4	-33.2	0	NTC18 ESE
15	-184.3	34.4	270	NTC18 ESE

Comb.	N [kN/m]	T [kN/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-269	91	225	NTC18 SLU
2	-211	116	200	NTC18 SLV

**Figura 6.12 – Sollecitazioni sulla condotta (UG – UFC)**

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza (SLU-SLV) e di esercizio (SLE) condotte con l’ausilio del software RC-Sec.



**DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Verifica SLU\_SLE**

(Percorso File: C:\Users\la42473p\Desktop\SMART-WORK\A194PD - Peschiera\Gallerie\MicroTunneling\Calcolo\Pian SV\2)  
DWA\ALL\Analisi trasversale\Verifica SLU\_SLE.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

<b>CALCESTRUZZO -</b>	Classe:	C50/60	
	Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	282.2	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	372780	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	48.7	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	225	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
<b>ACCIAIO -</b>	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :	4500	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :	4500	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	3913	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	3913	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068	
	Modulo Elastico $E_f$ :	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	25.0	cm
Barre inferiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

**CALCOLO DIRE SISTENZA - S FORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18560	8510	0	0
2	37120	-8510	0	0
3	18560	8510	0	0
4	32000	5200	0	0
5	40830	-5350	0	0
6	33940	5710	0	0
7	25610	4950	0	0
8	40420	-5100	0	0
9	27550	5460	0	0
10	17153	5121	0	0
11	18422	5455	0	0
12	31758	-5232	0	0
13	33985	10	10560	0
14	27557	10	9186	0

**COMB. QUASIPERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	18970	3667 (7721)
2	29941	-3778 (-9132)
3	20407	4044 (7666)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez
x/d	Rapp di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
2	S	37120	-8510	37149	-11536	1.356	6.6	0.32	0.83	10.8 (5.9)
3	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
4	S	32000	5200	32024	11072	2.129	18.6	0.31	0.82	10.8 (5.9)
5	S	40830	-5350	40858	-11871	2.219	6.8	0.32	0.84	10.8 (5.9)
6	S	33940	5710	33940	11245	1.969	18.5	0.31	0.83	10.8 (5.9)
7	S	25610	4950	25636	10489	2.119	18.8	0.29	0.81	10.8 (5.9)
8	S	40420	-5100	40449	-11835	2.321	6.7	0.32	0.84	10.8 (5.9)
9	S	27550	5460	27546	10666	1.953	18.7	0.30	0.81	10.8 (5.9)
10	S	17153	5121	17128	9698	1.894	19.2	0.28	0.79	10.8 (5.9)
11	S	18422	5455	18424	9818	1.800	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
12	S	31758	-5232	31758	-11048	2.112	6.4	0.31	0.82	10.8 (5.9)
13	S	33985	10	34006	11251	1125.127	18.5	0.31	0.83	10.8 (5.9)
14	S	27557	10	27546	10666	1066.559	18.7	0.30	0.81	10.8 (5.9)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
2	0.00090	0.0	0.00036	4.0	-0.00196	21.0
3	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
4	0.00086	25.0	0.00033	21.0	-0.00196	4.0
5	0.00093	0.0	0.00038	4.0	-0.00196	21.0
6	0.00088	25.0	0.00034	21.0	-0.00196	4.0
7	0.00082	25.0	0.00029	21.0	-0.00196	4.0
8	0.00093	0.0	0.00038	4.0	-0.00196	21.0
9	0.00083	25.0	0.00030	21.0	-0.00196	4.0
10	0.00075	25.0	0.00024	21.0	-0.00196	4.0
11	0.00076	25.0	0.00024	21.0	-0.00196	4.0
12	0.00086	0.0	0.00033	4.0	-0.00196	21.0
13	0.00088	25.0	0.00034	21.0	-0.00196	4.0
14	0.00083	25.0	0.00030	21.0	-0.00196	4.0

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
2	S	0	19363	21.0	100.0	0.0051	1.5
3	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
4	S	0	18718	21.0	100.0	0.0051	1.3
5	S	0	19830	21.0	100.0	0.0051	1.6
6	S	0	18962	21.0	100.0	0.0051	1.4
7	S	0	17913	21.0	100.0	0.0051	1.0
8	S	0	19779	21.0	100.0	0.0051	1.6
9	S	0	18157	21.0	100.0	0.0051	1.1
10	S	0	16847	21.0	100.0	0.0051	0.7
11	S	0	17007	21.0	100.0	0.0051	0.7
12	S	0	18687	21.0	100.0	0.0051	1.3
13	S	10560	18968	21.0	100.0	0.0051	1.4
14	S	9186	18158	21.0	100.0	0.0051	1.1



**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

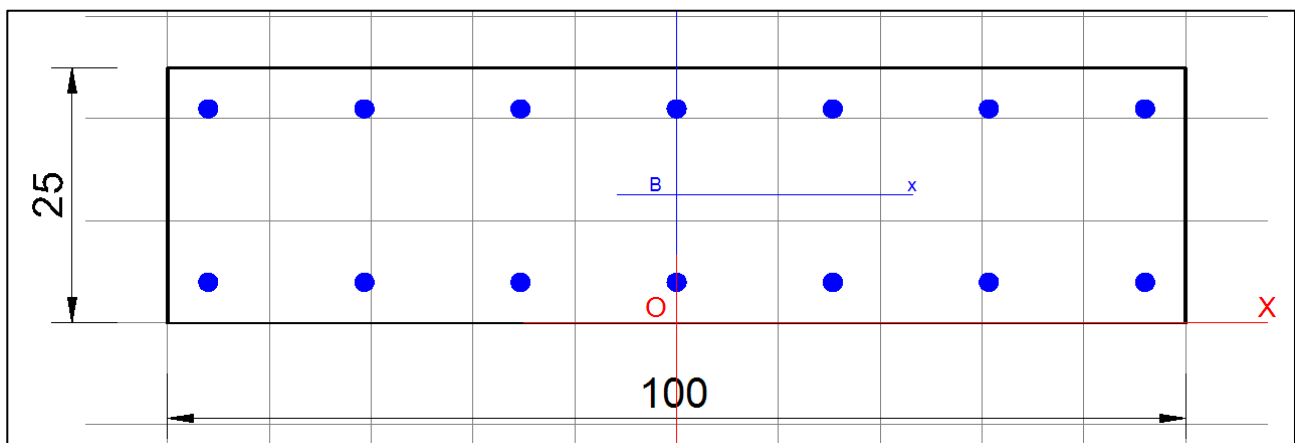
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

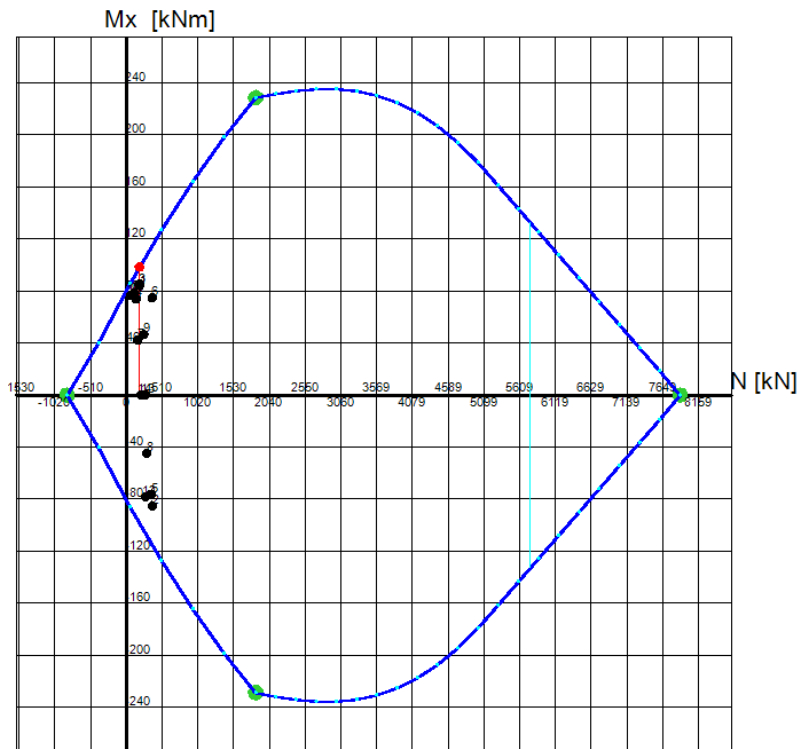
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	53.3	25.0	0.0	15.7	-1001	21.0	5.2	523	10.8	15.3
2	S	53.8	0.0	0.0	11.7	-651	4.0	4.5	446	10.8	15.3
3	S	58.8	25.0	0.0	15.8	-1124	21.0	5.3	526	10.8	15.3

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srn	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srn	wk	M Fess.
1	S	-0.00067	0.00040	0.50	0.40	0.000300 (0.000300)	228	0.068 (0.30)	7721
2	S	-0.00046	0.00040	0.50	0.40	0.000195 (0.000195)	211	0.041 (0.30)	-9132
3	S	-0.00075	0.00044	0.50	0.40	0.000337 (0.000337)	228	0.077 (0.30)	7666





**DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Verifica SLU\_SLE**

(Percorso File: C:\Users\la42473p\Desktop\SMART-WORK\A194PD - Peschiera\Gallerie\MicroTunneling\Calcolo\Pian SV\2) DWA\UFC\Analisi Trasversale\Verifica SLU\_SLE.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi xy principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

<b>CALCESTRUZZO -</b>	Classe:	C50/60
	Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	282.2 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	372780 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	48.7 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	$S_c$ limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	225 daN/cm <sup>2</sup>
	$A_p$ Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
<b>ACCIAIO -</b>	Tipo:	B450C
	Resist. caratt a snervamento $f_{yk}$ :	4500 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt a rottura $f_{tk}$ :	4500 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	3913 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	3913 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068
	Modulo Elastico $E_f$ :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	25.0	cm
Barre inferiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm

**CALCOLO DIRE SISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18560	8410	0	0
2	37120	-8510	0	0
3	18560	8510	0	0
4	13990	7370	0	0
5	35610	-7620	0	0
6	36870	7490	0	0
7	16510	4240	0	0
8	28940	-4480	0	0
9	24880	4640	0	0
10	6383	7637	0	0
11	11033	7860	0	0
12	27250	-7825	0	0
13	26910	10	9120	0
14	21085	10	11550	0

**COMB. QUASIPERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	12230	3141 (7203)
2	21437	-3319 (-8322)
3	18430	3437 (7804)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez
x/d	Rapp di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	18560	8410	18553	9830	1.169	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
2	S	37120	-8510	37149	-11536	1.356	6.6	0.32	0.83	10.8 (5.9)
3	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
4	S	13990	7370	14014	9405	1.276	19.3	0.27	0.78	10.8 (5.9)
5	S	35610	-7620	35582	-11394	1.495	6.6	0.31	0.83	10.8 (5.9)
6	S	36870	7490	36888	11512	1.537	18.4	0.32	0.83	10.8 (5.9)
7	S	16510	4240	16510	9640	2.274	19.2	0.28	0.79	10.8 (5.9)
8	S	28940	-4480	28957	-10794	2.409	6.3	0.30	0.82	10.8 (5.9)
9	S	24880	4640	24879	10419	2.245	18.8	0.29	0.81	10.8 (5.9)
10	S	6383	7637	6381	8678	1.136	19.6	0.25	0.76	10.8 (5.9)
11	S	11033	7860	11023	9120	1.160	19.4	0.27	0.77	10.8 (5.9)
12	S	27250	-7825	27277	-10641	1.360	6.3	0.30	0.81	10.8 (5.9)
13	S	26910	10	26893	106061060.575		18.8	0.30	0.81	10.8 (5.9)
14	S	21085	10	21062	100641006.370		19.0	0.29	0.80	10.8 (5.9)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
2	0.00090	0.0	0.00036	4.0	-0.00196	21.0
3	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
4	0.00073	25.0	0.00022	21.0	-0.00196	4.0
5	0.00089	0.0	0.00035	4.0	-0.00196	21.0
6	0.00090	25.0	0.00036	21.0	-0.00196	4.0
7	0.00075	25.0	0.00023	21.0	-0.00196	4.0
8	0.00084	0.0	0.00031	4.0	-0.00196	21.0
9	0.00081	25.0	0.00028	21.0	-0.00196	4.0
10	0.00067	25.0	0.00017	21.0	-0.00196	4.0
11	0.00071	25.0	0.00020	21.0	-0.00196	4.0
12	0.00083	0.0	0.00030	4.0	-0.00196	21.0
13	0.00083	25.0	0.00030	21.0	-0.00196	4.0
14	0.00078	25.0	0.00026	21.0	-0.00196	4.0

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
 Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vwct Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
 d Altezza utile sezione [cm]  
 bw Larghezza minima sezione [cm]  
 Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]  
 Scp Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm<sup>2</sup>]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
2	S	0	19363	21.0	100.0	0.0051	1.5
3	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
4	S	0	16449	21.0	100.0	0.0051	0.6
5	S	0	19173	21.0	100.0	0.0051	1.4
6	S	0	19331	21.0	100.0	0.0051	1.5
7	S	0	16766	21.0	100.0	0.0051	0.7
8	S	0	18332	21.0	100.0	0.0051	1.2
9	S	0	17821	21.0	100.0	0.0051	1.0
10	S	0	15490	21.0	100.0	0.0051	0.3
11	S	0	16076	21.0	100.0	0.0051	0.4
12	S	0	18119	21.0	100.0	0.0051	1.1
13	S	9120	18076	21.0	100.0	0.0051	1.1
14	S	11550	17342	21.0	100.0	0.0051	0.8

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>])  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sc min Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm<sup>2</sup>])  
 Yc min Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ss min Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm<sup>2</sup>]  
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
 Dw Eff. Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a  $5(c+\varnothing/2)$  e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	45.8	25.0	0.0	16.6	-1022	21.0	5.5	552	10.8	15.3
2	S	47.9	0.0	0.0	10.4	-742	4.0	4.9	489	10.8	15.3
3	S	49.9	25.0	0.0	15.5	-912	21.0	5.2	518	10.8	15.3

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00067	0.00034	0.50	0.40	0.000307 (0.000307)	234	0.072 (0.30)	7203
2	S	-0.00051	0.00036	0.50	0.40	0.000223 (0.000223)	220	0.049 (0.30)	-8322
3	S	-0.00061	0.00037	0.50	0.40	0.000274 (0.000274)	227	0.062 (0.30)	7804

## **6.4 Analisi di stabilità del fronte**

Al fine di poter meglio caratterizzare le analisi di stabilità del fronte di scavo di gallerie sottofalda con avanzamento in TBM con pressione di stabilizzazione al fronte (slurry shield), si fa riferimento alle teorie sviluppate da [Anagnostou & Kovari, 1996] precedentemente trattate.

A favore di sicurezza, in corrispondenza dell’attraversamento del Rio Peschiera, nelle analisi di stabilità del fronte si è trascurato l’incremento delle caratteristiche meccaniche di resistenza che l’intervento di consolidamento in jet grouting fornisce al terreno scavato.

Di seguito si riporta in forma grafica e tabellare le pressioni che la testa fresante deve applicare al fronte per evitare l’instabilità geotecnica.



**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

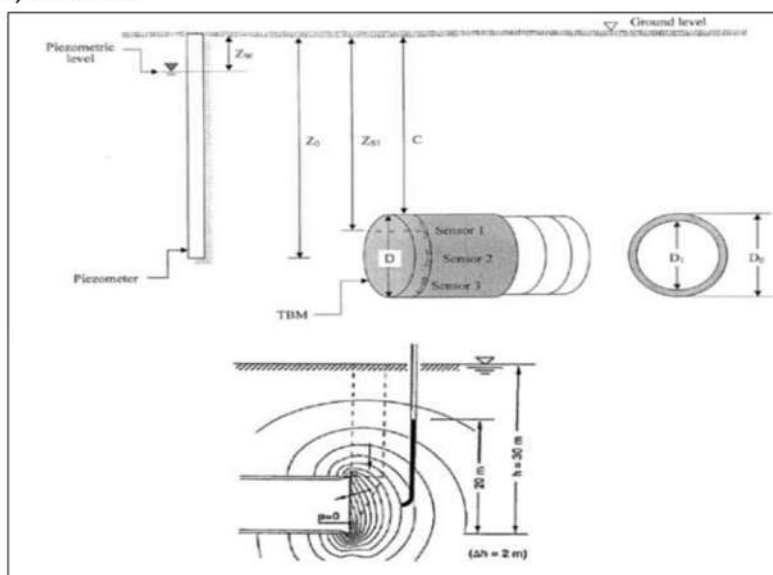
**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**

Applicazione: **Piana di San Vittorino**

**1) Definizione dei parametri utilizzati per il calcolo**

Simbolo	Definizione	Unità
C	Copertura	m
D	Diametro di scavo del tunnel	m
Z <sub>0</sub>	Profondità tra la superficie (P.C.) e asse tunnel	m
Z <sub>S1</sub>	Profondità tra la superficie (P.C.) e sensore di pressione n°1	m
Z <sub>W</sub>	Profondità tra la superficie (P.C.) e il livello di falda	m
γ	Peso di volume del terreno	kN/m <sup>3</sup>
γ'	Peso di volume del terreno alleggerito	kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>SL</sub>	Peso di volume del fango	kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>W</sub>	Peso di volume dell'acqua	kN/m <sup>3</sup>
P <sub>S</sub>	Pressione del fango applicata al fronte	kPa
P <sub>St</sub>	Pressione target di fango applicata al fronte	kPa
P <sub>St(Crown)</sub>	Pressione target di fango del tunnel in calotta	kPa
P <sub>st(S1)</sub>	Pressione target di fango al sensore di pressione n°1	kPa
P <sub>S(S1)</sub>	Pressione di fango al sensore di pressione n°2	kPa
v	Tolleranza dei sensori di pressione	kPa
q	Sovraccarico medio in superficie	kPa
Δh	Variazione di altezza piezometrica tra esterno ed interno del tunnel	m
c'	Coesione efficace	kPa
φ'	Angolo di attrito efficace	°
eZ <sub>S1</sub>	Spessore TBM tra sensore di pressione n°1 e profondità di scavo (Z <sub>S1</sub> -C)	m
S	Fattore di sicurezza	-
F <sub>0</sub>	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
F <sub>1</sub>	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
F <sub>2</sub>	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
F <sub>3</sub>	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-

**2) Illustrazione**





**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: Piana di San Vittorino

**3) Richiami teorici**

**3.1) Teoria di Anagnostou e Kovari sul calcolo della pressione effettiva minima da applicare al fronte**

- > Basato sul metodo dell'equilibrio limite
- > Membrana omogenea di fango che si sviluppa al fronte
- > Utilizzo del modello a membrana

**3.2) Calcolo della pressione target di fango sul contorno del tunnel**

$$P_{St(Crown)} = \underbrace{\text{Pressione dell'acqua}}_A + \underbrace{\text{Pressione del terreno}}_B + \underbrace{\text{Pressione dovuta al sovraccarico}}_C + \underbrace{\text{Tolleranza del sensore di pressione}}_D$$

- A =  $(C-Z_w) \cdot \gamma_w$
- B =  $F_0 \cdot \gamma' \cdot D - F_1 \cdot c' + F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h - F_3 \cdot c' \cdot \Delta h/D$  (Per determinare  $F_0, F_1, F_2$  e  $F_3$  utilizzare gli abachi)
- C = Calcolato utilizzando gli abachi di Atkinson e Mair (1977)
- D = Tolleranza del sensore di pressione (se non conosciuta si può porre pari a 0.2 Bar (20 kPa))

Attenzione:  $\Delta h = 0$  nel caso di un tunnel a contropressione di fango utilizzando il modello a membrana

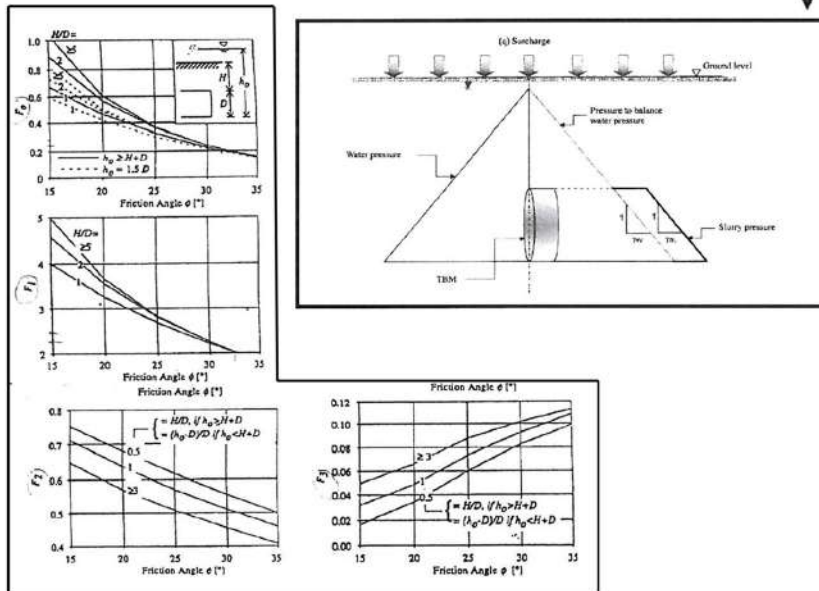
**3.3) Calcolo della pressione target a livello del sensore n° I**

- > La pressione da applicare dipende dalla posizione del sensore sulla TBM/MT
- > La pressione da applicare dipende anche dalla distanza tra scavo e peso volumico del fango  $\gamma_{SL}$

$$P_{St(S1)} = P_{St(Crown)} + (Z_{S1} - C) \cdot \gamma_{SL}$$

**3.4) Durante lo scavo, la pressione da applicare non può scendere oltre  $P_s$**

$$P_s = P_{St(S1)} - v$$



**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: Piana di San Vittorino (Cop. Max)

**4) Applicazione numerica**

4.1) Geometria

Posizione	Progressiva [m]	C [m]	Z <sub>w</sub> [m]
NMP-M1	0	9	1
M1-M2	140	9	1
M2-M3	420	11.5	1
M3-M4	740	10.5	4

4.2) Dati di ingresso

Simbolo	Valore	Coefficiente di sicurezza	Valore con coefficiente di sicurezza
D	3	1	3
eZ <sub>sl</sub>	0.15	1	0.15
γ	20	1	20
γ' = γ - γ <sub>w</sub>	10.2	1	10.2
γ <sub>sl</sub>	11.5	1	11.5
γ <sub>w</sub>	9.8	1	9.8
v	20	1	20
q	20	1.5	30
Δh	0	1	0
c'	0	1.2	0
φ'	30	1	30
tg(φ')	0.577	1.2	0.481

Questi valori saranno utilizzati  
per il calcolo

**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**

**Applicazione: Piana di San Vittorino (Cop. Max)**

**4.3) Determinazione dei coefficienti  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$**

C	C/D	C+D	$h_0$	$(h_0-D)/D$	1.5-D	$F_0$	$F_1$	$F_2$	$F_3$
9	3.0	12	11	2.7	4.5	0.21	2.25	0.46	0.100
9	3.0	12	11	2.7	4.5	0.21	2.25	0.46	0.100
11.5	3.8	14.5	13.5	3.5	4.5	0.21	2.25	0.45	0.103
10.5	3.5	13.5	9.5	2.2	4.5	0.21	2.25	0.48	0.090

**4.4) Calcolo della pressione target in calotta del tunnel  $P_{St(Crown)}$**

C	$Z_0$	$Z_w$	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	$P_{St(Crown)}$
9	10.5	1	78.4	6.4	1.7	20	106
9	10.5	1	78.4	6.4	1.7	20	106
11.5	13	1	102.9	6.4	0.8	20	130
10.5	12	4	63.7	6.4	1.0	20	91

**4.5) Calcolo della pressione target di fango n°1  $P_{St(S1)}$**

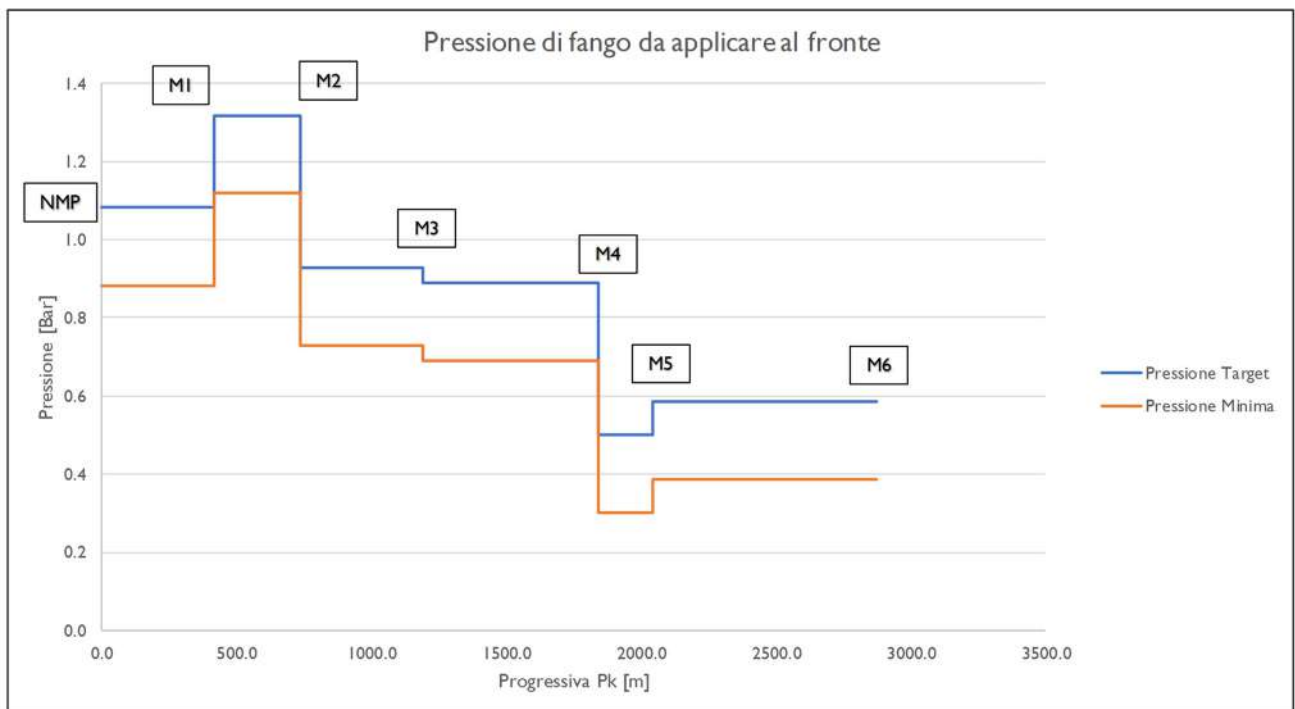
C	$Z_{s1}$	$P_{St(Crown)}$	$(Z_{s1}-C) \cdot \gamma_{SL}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]
9	9.15	106	1.725	108	1.1
9	9.15	106	1.725	108	1.1
11.5	11.65	130	1.725	132	1.3
10.5	10.65	91	1.725	93	0.9

**4.6) Durante lo scavo la pressione non può scendere oltre  $P_s$**

$P_{St(S1)}$	v	$P_s$	$P_s$ [BAR]
108	20	88	<b>0.9</b>
108	20	88	<b>0.9</b>
132	20	112	<b>1.1</b>
93	20	73	<b>0.7</b>

4) Rappresentazione grafica

Posizione	Progressiva [m]	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]	$P_s$ [BAR]
NMP-M1	0	1.1	0.9
M1-M2	140	1.1	0.9
M2-M3	420	1.3	1.1
M3-M4	740	0.9	0.7
M4-M5	1190	0.9	0.7
M5-M6 Tr1	1840	0.5	0.3
M5-M6 Tr2	2045	0.6	0.4



**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: **Piana di San Vittorino (Cop. Min)**

**4) Applicazione numerica**

4.1) Geometria

Posizione	Progressiva [m]	C [m]	Z <sub>w</sub> [m]
NMP-M1	0	6.5	1
M1-M2	140	5.5	-2
M2-M3	420	4	-1
M3-M4	740	8	2

4.2) Dati di ingresso

Simbolo	Valore	Coefficiente di sicurezza	Valore con coefficiente di sicurezza
D	3	1	3
eZ <sub>sl</sub>	0.15	1	0.15
γ	20	1	20
γ' = γ - γ <sub>w</sub>	10.2	1	10.2
γ <sub>sL</sub>	11.5	1	11.5
γ <sub>w</sub>	9.8	1	9.8
v	20	1	20
q	20	1.5	30
Δh	0	1	0
c'	0	1.2	0
φ'	32.5	1	32.5
tg(φ')	0.637	1.2	0.531

Questi valori saranno utilizzati  
per il calcolo

**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**

**Applicazione: Piana di San Vittorino (Cop. Min)**

**4.3) Determinazione dei coefficienti  $F_n$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$**

C	C/D	C+D	$h_0$	$(h_0-D)/D$	1.5·D	$F_0$	$F_1$	$F_2$	$F_3$
6.5	2.2	9.5	8.5	1.8	4.5	0.21	2.25	0.48	0.090
5.5	1.8	8.5	10.5	2.5	4.5	0.21	2.25	0.48	0.090
4	1.3	7	8	1.7	4.5	0.21	2.25	0.50	0.089
8	2.7	11	9	2.0	4.5	0.21	2.25	0.47	0.092

**4.4) Calcolo della pressione target in calotta del tunnel  $P_{St(Crown)}$**

C	$Z_0$	$Z_w$	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	$P_{St(Crown)}$
6.5	8	1	53.9	6.4	3.0	20	83
5.5	7	-2	73.5	6.4	4.3	20	104
4	5.5	-1	49	6.4	7.3	20	83
8	9.5	2	58.8	6.4	1.8	20	87

**4.5) Calcolo della pressione target di fango n°1  $P_{St(S1)}$**

C	$Z_{s1}$	$P_{St(Crown)}$	$(Z_{s1}-C) \cdot \gamma_{SL}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]
6.5	6.65	83	1.725	85	0.9
5.5	5.65	104	1.725	106	1.1
4	4.15	83	1.725	84	0.8
8	8.15	87	1.725	89	0.9

**4.6) Durante lo scavo la pressione non può scendere oltre  $P_s$**

$P_{St(S1)}$	$v$	$P_s$	$P_s$ [BAR]
85	20	65	<b>0.7</b>
106	20	86	<b>0.9</b>
84	20	64	<b>0.6</b>
89	20	69	<b>0.7</b>

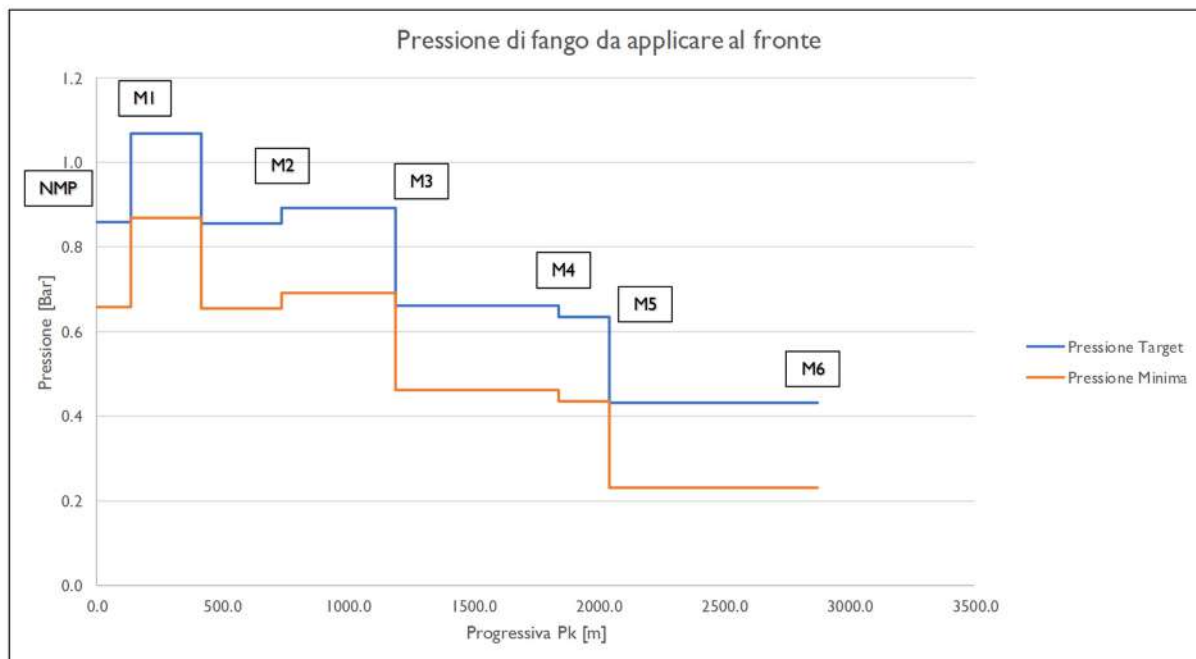
**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: Piana di San Vittorino (Cop. Min)

4) Rappresentazione grafica

Posizione	Progressiva [m]	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]	$P_s$ [BAR]
NMP-M1	0	0.9	0.7
M1-M2	140	1.1	0.9
M2-M3	420	0.9	0.7
M3-M4	740	0.9	0.7
M4-M5	1190	0.7	0.5
M5-M6 Tr1	1840	0.6	0.4
M5-M6 Tr2	2045	0.4	0.2



La spinta massima che la testa fresante deve applicare al fronte per mantenere il cavo stabile lungo la tratta NMP-M6 è di circa 1.3 Bar.

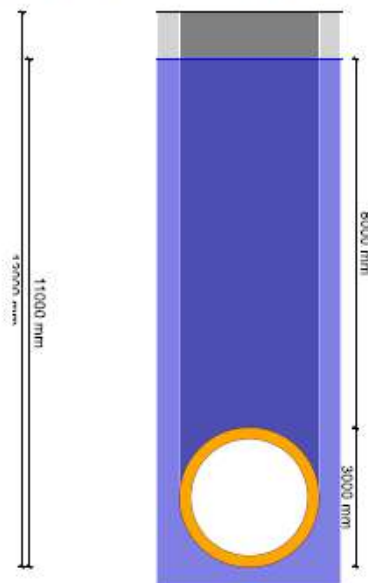


## 6.5 Verifica a galleggiamento

Di seguito è riportata la verifica a galleggiamento, la verifica è stata condotta utilizzando le coppie copertura/quota di falda che portino al minor fattore di sicurezza.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)

The uplift proof uses the real ground water level  $h_{W,max}$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h'_{min}$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:  
Soil:  
Load factor dead weight:

$\gamma_Q$	1.05	[-]
$\gamma_u$	0.95	[-]
$\gamma_G$	0.95	[-]

Outer radius:

$r_a$	1,500.0	mm
-------	---------	----

$$V = r_a^2 \cdot \pi$$

$$V = V_A$$

Displaced volume:

$V$	7.07	m <sup>3</sup> /m
-----	------	-------------------

$$Q_r = V \cdot \gamma_w$$

Lifting force:

$Q_r$	70.69	kN/m
-------	-------	------

$$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$$

Buoyancy, design:

$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
-----------	-------	------

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

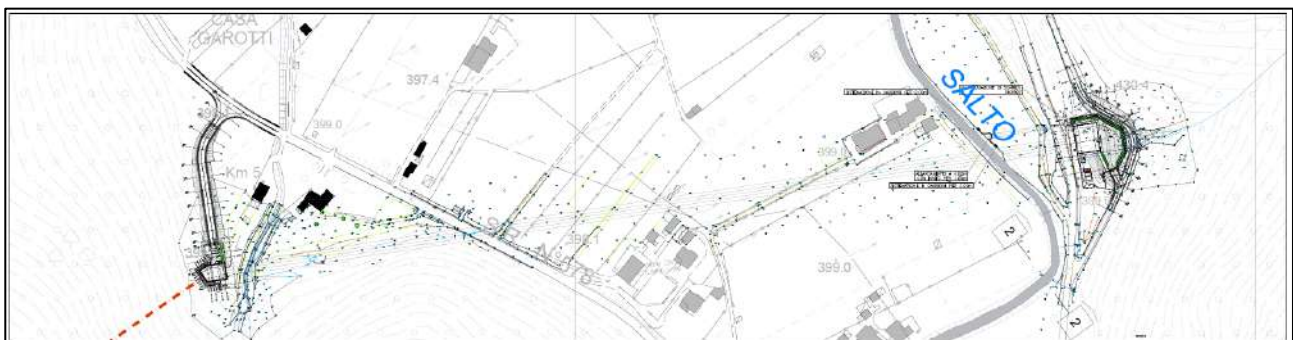
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Cover height:	$h$	9.0	m
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	11.0	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	$h_n$	8.00	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot \gamma_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot \gamma_{B,A}) \cdot D_a$			
Soil:	$Q_{r1}$	300.00	kN/m
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot \gamma_u$			
Building ground, design:	$Q_{r1,d}$	285.00	kN/m
$A_{FZ} = \frac{[2 \cdot r_a]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$			
Area Angle triangle, dry:	$A_{FZ}$	0.00	m <sup>2</sup>
$A_{FZ}' = \frac{[2 \cdot r_a]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$			
Surface Angle triangle, wet:	$A_{FZ}'$	0.97	m <sup>2</sup>
$F_Z = A_{FZ}' \cdot \gamma_{B',A}$			
Force from load angle triangle:	$F_Z$	9.66	kN/m
$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$			
Force from load angle triangle, design:	$F_{Z,d}$	9.17	kN/m
Inner radius:	$r_i$	1,250.0	mm
Radial cross section:	$A_{rad}$	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Specific gravity:	$\gamma_R$	25.0	kN/m <sup>3</sup>
$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ([r_i + A_{rad}]^2 - r_i^2)$			
Deadweight:	$G_m$	54.00	kN/m
$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$			
Dead load, design:	$G_{m,d}$	51.30	kN/m
$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$			
Counterforces, design:	$Q_{g,d}$	345.47	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$			
Utilisation buoyancy:	$U$	21.5	%
The uplift proof is fulfilled.			
All necessary proofs are ok.			

## **7 ATTRAVERSAMENTO FIUME SALTO**

Il seguente capitolo affronta lo studio delle tratte scavate con tecnica Microtunnel lungo l’attraversamento del fiume Turano di cui si sono prodotte le verifiche per la determinazione delle sottostazioni intermedie e le verifiche strutturali in direzione trasversale:

Di seguito un quadro sinottico delle caratteristiche delle varie tratte in progetto:

<b>Tratta</b>	<b>L</b>	<b>C<sub>MAX</sub></b>	<b>W<sub>C,MAX</sub></b>	<b>C<sub>MIN</sub></b>	<b>W<sub>C,MIN</sub></b>	<b>Unità</b>
	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m da P.C]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m da P.C]</b>	<b>-</b>
Attraversamento Salto 1/3	35	12.5	8	12.5	8	UGR
Attraversamento Salto 2/3	410	7.5	0.5	5.5	-1.5	ALL
Attraversamento Salto 3/3	185	19	15	7.5	3.5	UGR



**Figura 7.1 – Inquadramento planimetrico Attraversamento fiume Salto**

## 7.1 Inquadramento geotecnico

L’opera in oggetto risulta scavata parzialmente all’interno dell’unità geotecnica denominata ALL (Fiume Salto) e nell’unità UGR.

L’unità geotecnica denominata ALL è composta prevalentemente da terreni sciolti ghiaioso-sabbiosi, sabbioso-argillosi associabili alla categoria G2 definita nella DWA-A 161E con scavo in terreni sciolti.

Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica dell’unità geotecnica denominata UGR, ai fini del dimensionamento dei conci, per coperture dell’ordine dei 20m, si è deciso di considerare dappertutto la presenza dei conglomerati nella loro facies destrutturata, trascurando quindi la facies litoide con cui la stessa formazione si presenta (fare riferimento all’allegato 5 della relazione geotecnica “*Gallerie Scavo Meccanizzato*”). Tale unità è associabile alla categoria G1 definita nella DWA-A-161E con scavo in terreni misti sciolti/rocciosi.

Di seguito cui si richiamano brevemente le principali caratteristiche meccaniche di interesse (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica):



**Figura 7.2 - Sezione geotecnica**

ALL UGR

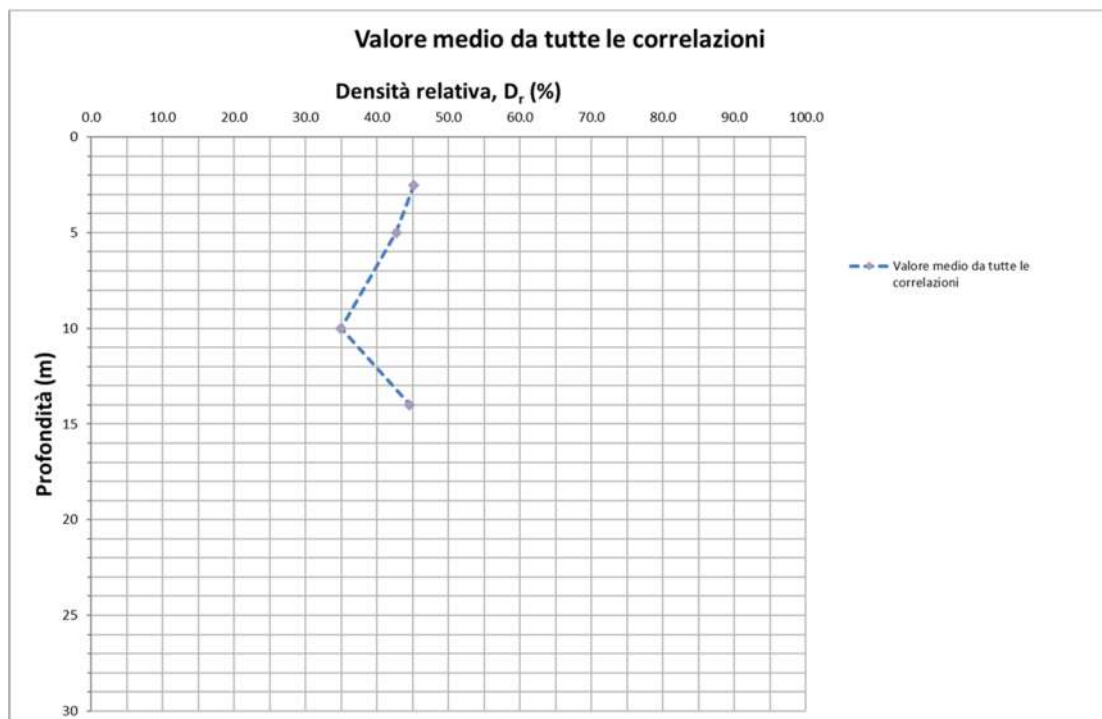
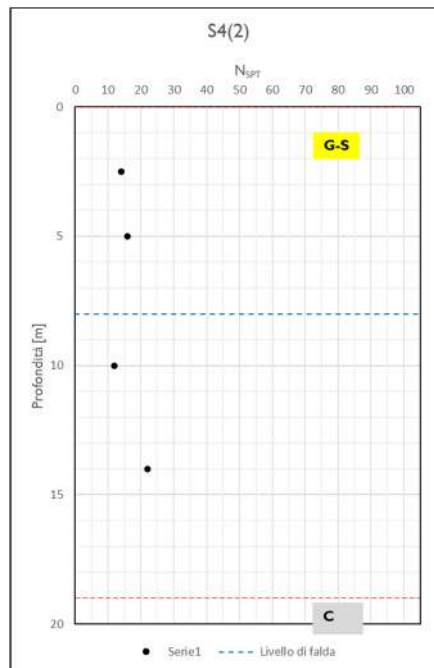
Soil group	Specific gravity, moist	Specific gravity under uplift	Friction angle	Basic value of the deformation modulus (natural soils)	Stress exponent
	$\gamma_B$	$\gamma'_B$	$\phi$	$E_0$	$z$
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	N/mm <sup>2</sup>	–
G1	20	11	32.5	50	0.4
G2	20	11	30	30	0.5
G3	20	10	25	20	0.6
G4	20	10	15	15	0.7

**Figura 7.3 – Caratteristiche geotecniche**

Per la determinazione del valore della densità relativa da associare a ciascuna unità geotecnica si è fatto riferimento alle prove penetrometriche associate alle formulazioni empiriche di:

- Skempton (1948) A=43.3 B=21.7 per l’unità UGR e A=B=27.5 B per l’unità ALL
- Gibbs e Holtz (1957)
- Bazaraa (1967)
- Meyerhof (1957)
- Schultze e Mezambach (1961)
- Terzaghi e Peck (1948)

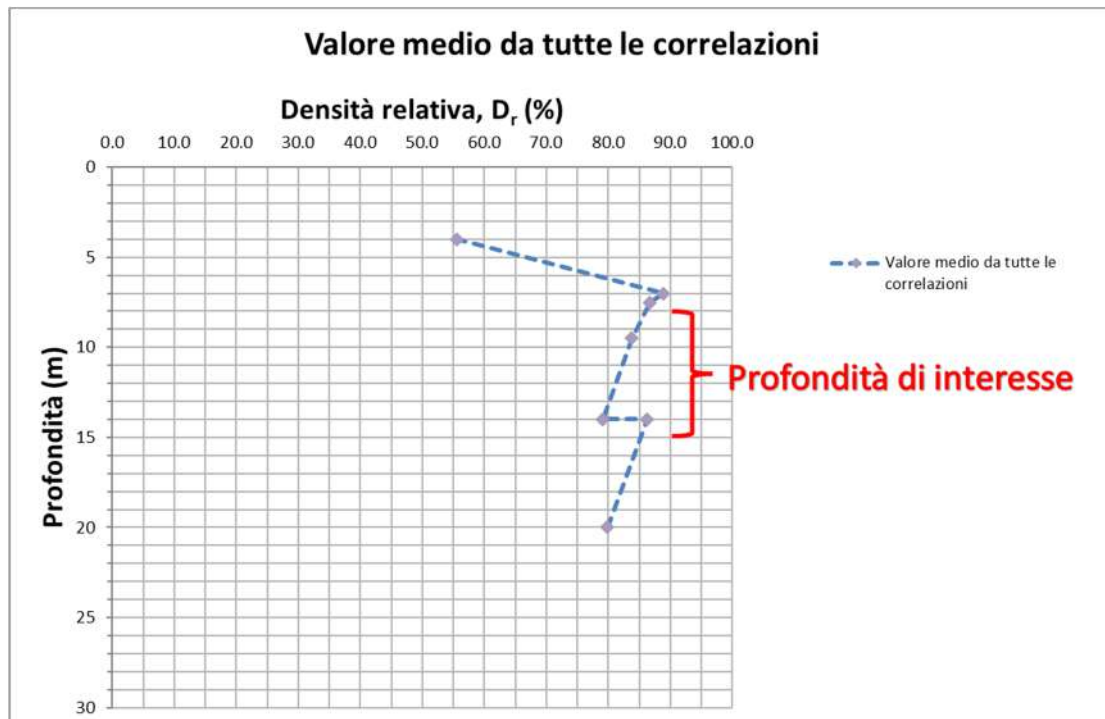
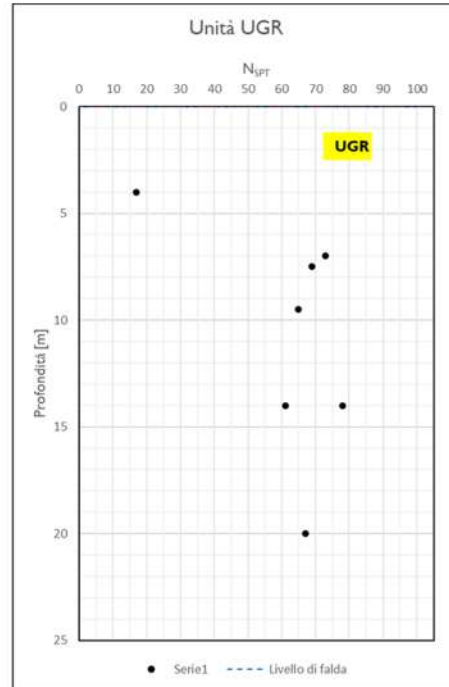
Per l’unità ALL sono stati presi a riferimento i risultati delle prove penetrometriche eseguite lungo la verticale del sondaggio S4(2) mentre per l’unità UGR si sono presi a riferimento i risultati indicati nell’ allegato 5 della relazione geotecnica “*Gallerie Scavo Meccanizzato*”. Di seguito è riportata la variazione della densità relativa con la profondità:



**Figura 7.4 – Variazione con la profondità della densità relativa per l'unità ALL**

Si è ricavata una densità relativa media del 40%.

Sondaggio	Prova	Profondità da p.c. [m]	N <sub>SPT</sub> ®
SI	1	6.5	100
SI	2	7.5	69
SI	3	9.5	65
SI	4	14	61
SI	5	18	100
SI	6	20	67
S3	1	14	100
S6	1	4	17
S6	2	7	73
S6	3	14	78
S6	4	19	100



**Figura 7.5 – Variazione con la profondità della densità relativa per l’unità UGR**

A partire dal valore della densità relativa si sono determinati i parametri  $f_1$ ,  $K_1$  e  $\delta$  riportati nella tabella 3 della DWA-1-161E.

**ALL** **UGR**

Non-cohesive soil G1, G2	Very loose	Loose	Loose to medium density	Medium density	Medium density to dense	Dense	Dense to very dense	Very dense
Packing density $D$	$\leq 0.2$	0.25	0.3	0.4	0.5	0.65	0.8	$\geq 1$
Factor $f_1$	0.1	0.25	0.3	0.4	0.6	0.8	1	1.5
Soil pressure ratio $K_1$	$0.3^{1)}$	$0.3^{1)}$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
Friction angle in shear joint $\delta$ ( $^\circ$ )	$0^{1)}$	$0^{1)}$	$\phi/3$	$\phi/2$	$\phi/2$	$2 \times \phi/3$	$\phi$	$\phi$
<p>COMMENTS</p> <p>If the packing density is known, intermediate values can be interpolated linearly. If the numerical values for the packing density are unknown, the respective lower limits of the range are to be assumed in each case.</p> <p>1) Use of these values in equations (8) and (9) results in <math>\kappa = \kappa_0 = 1</math>.</p>								



## **7.2 Analisi longitudinale (Calcolo della forza di spinta)**

Come evidenziato nei paragrafi precedenti la natura dei terreni da scavare che nel caso specifico si tratta di terreni rocciosi mediamente fratturati e sciolti prevalentemente sabbioso-limosi, sabbioso-ghiaiosi.

Per il calcolo della spinta ci si è riferiti ad una copertura media pari a circa 7.5m per i tratti ricadenti nell’unità ALL e pari a circa 12.5m per i tratti ricadenti nell’unità UGR.

Di seguito si riporta un quadro sinottico del numero di sottostazioni intermedie necessarie per ogni tratta, il calcolo della forza di spinta massima (calcolata con l’ausilio del software *easypipe*) per ogni sottostazione ricavata secondo le indicazioni della DWA 161 e delle FSTT.

<b>Tratta</b>	<b>L</b>	<b>L Sottostazioni</b>	<b>F Spinta</b>	<b>N° Sottostazioni</b>
	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[MN]</b>	
Attraversamento Salto 1/3	35	-	9.6	-
Attraversamento Salto 2/3	410+35	64	9.6	6
Attraversamento Salto 3/3	185	58	9.6	3

**1.2.6 Proof of admissibility of jacking force**

1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	t <sub>R,min</sub>	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	A <sub>R</sub>	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	γ <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Characteristic strength of pipe material.:	f <sub>k</sub>	50.00	N/mm <sup>2</sup>
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	f <sub>tm</sub>	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	E <sub>R,ax</sub>	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	γ <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	f <sub>d</sub>	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	----------------	-------	-------------------

1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	R <sub>Plan</sub>	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	L <sub>R</sub>	2.30	m

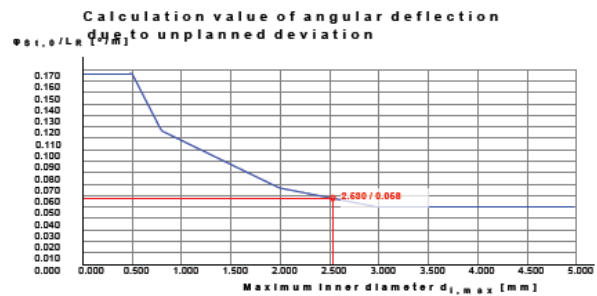
$$\varphi_R = \arctan \left( \frac{L_R}{R_{Plan}} \right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	φ <sub>R</sub>	0.000	°
---	----------------	-------	---

φ<sub>R</sub> was assumed as 0°, as for φ<sub>R</sub> < 0,05° the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	φ <sub>R</sub>	0.000	°
--	----------------	-------	---

Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
-------------------------	--------------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	φ <sub>st,0</sub> /L <sub>R</sub>	0.058	°/m
---	-----------------------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0}/L_R \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	φ <sub>St</sub>	0.196	°
--	-----------------	-------	---

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan\left(\frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}}\right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}) ; \varphi_{St}; \varphi_{\Delta a,cal}]$ (92)			
Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°

1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

*Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)*

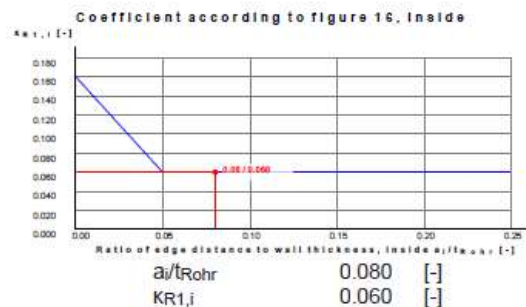
Flake board (P5, P7)

Outer diameter of PTR:	$d_{a,DÜR}$	2,872.2	mm
Inner diameter of the PTR:	$d_{i,DÜR}$	2,559.8	mm
Outer edge distance of PTR:	$a_{a,DÜR}$	14.9	mm
Inner edge distance of PTR:	$a_{i,DÜR}$	14.9	mm
Width of PTR:	$t_{DÜR}$	156.2	mm
Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,min}$	186.0	mm

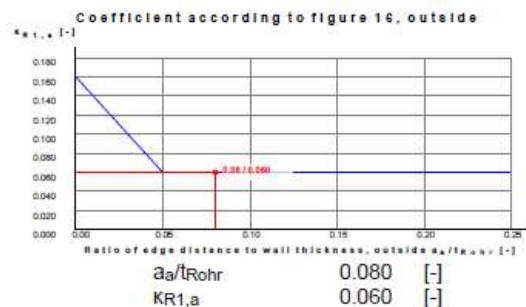
$$K_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

Ratio $t_{DÜR}$ to $t_{Rohr}$ :	$K_t$	1.190	[-]
---------------------------------	-------	-------	-----

Ratio of edge distance to wall thickness, inside:  
Coefficient according to figure 16, inside:

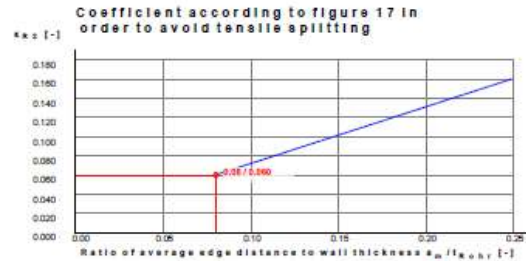


Ratio of edge distance to wall thickness, outside:  
Coefficient according to figure 16, outside:



$$K_{R1} = \max(K_{R1,i}, K_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:	$K_{R1}$	0.060	[-]
--	----------	-------	-----



Ratio of average edge distance to wall thickness:  
Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:

$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:  
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:

$$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R} \quad (98)$$

Coefficient for permissible compressive stress:

$$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot K_t \cdot f_d \quad (97)$$

Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:

Estimated thrust force, control variable:

$$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$$

Evenly distributed stress in the PTR:

$$\sigma_l = 2 \cdot \sigma_{0DÜR}$$

Relevant stress of preload:

$$\sigma_l / \sigma_{cal} = \frac{\sigma_l}{\sigma_{cal}}$$

Percentage of preload:

#### 1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring

Layer 1

Flake board (P5, P7)

Layer thickness:

$$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6 \cdot (\sigma_l / \sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53 \cdot (\sigma_l / \sigma_{cal}) + 6108.7 \cdot (\sigma_l / \sigma_{cal})^2 - 14090 \cdot (\sigma_l / \sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130 \cdot (\sigma_l / \sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835) \quad (109)$$

Stiffness of the layer:

$$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}} \quad (102 / 111)$$

Deformation component of the layer:

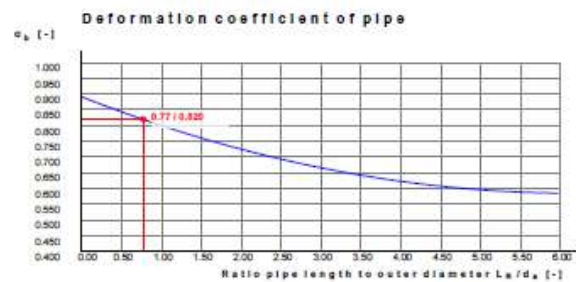
1.2.6.5 Deformation of pipe

$$\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot \frac{t_{DÜR}}{t_{R,min}} \quad (103b)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{cal} \cdot t_{DÜR}}{t_{R,min}}$$

Calculated compressive stress in pipe material:

$\sigma_{max}$  37.04 N/mm<sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$L_R/d_a$  0.77 [-]

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \quad (105)$$

Deformation coefficient of pipe:

$\alpha_b$  0.820 [-]

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \ \& \ \geq 0$$

Coefficient:

$\alpha_\varphi$  0.000 [-]

$$K_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi) \quad (104)$$

Deformation factor of pipe:

$K_{ab}$  0.500 [-]

$$\Delta S_R = \frac{\sigma_{max} \cdot K_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \quad (103a)$$

Deflection component of jacking pipe:

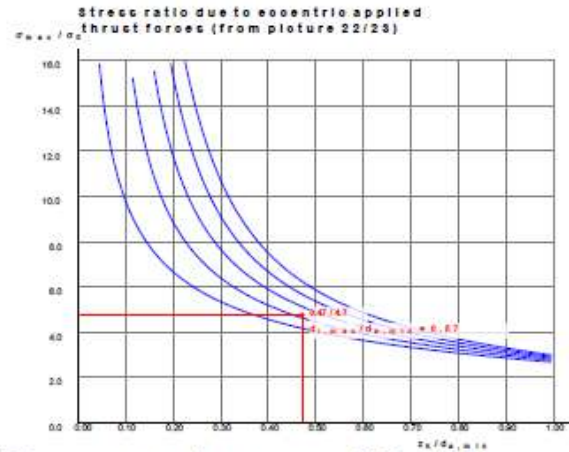
$\Delta S_R$  1.1 mm

Result

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta S_{DÜR} + \Delta S_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \quad (101)$$

Joint gap dimension:

$z_k/d_{a,min}$  0.47 [-]



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$$A_R = \frac{(d_{a,\min}^2 - d_{i,\max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:  
Partial safety factor for loads, longitudinal:

$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
$\gamma_{F,ax}$	1.30	[-]

$$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}}$$

(113)

Permissible thrust force:

$F_j$	9,528	kN
-------	-------	----

$$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{\max} / \sigma_0$$

(113)

Axial stress, Design value acting in the spigot end:

$\sigma_{x,d}$	-37.04	N/mm <sup>2</sup>
----------------	--------	-------------------

$$A_{R,0} = \frac{([d_i + 2 \cdot A_{ax}]^2 - d_i^2) \cdot \pi}{4}$$

Area for axial pressure beyond coupling zone:

$A_{R,0}$	21,598.45	cm <sup>2</sup>
-----------	-----------	-----------------

$$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{\max} / \sigma_0$$

(113)

Axial stress in the pipe. Design value:

$\sigma_{x,d,0}$	-27.21	N/mm <sup>2</sup>
------------------	--------	-------------------

Riferimento: FSTT (Microtunnel & Horizontal Drilling: Recommendation)

**Microtunnel Attraversamento Salto (ALL)**

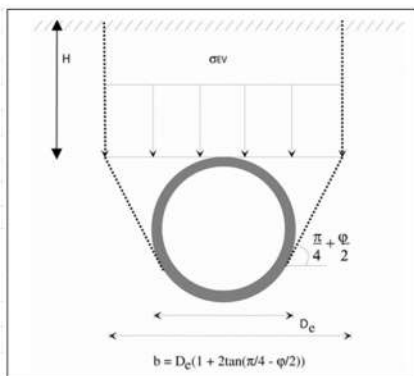
**DATI TERRENO**

Terreno	<b>Granulare</b>	-	Tipo di terreno
$\gamma_t$	<b>20</b>	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno
$\gamma_w$	<b>10</b>	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
$c_u$	-	kPa	Coesione non drenata (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$I_L$	-	-	Indice di liquidità (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$c'$	<b>0</b>	kPa	Coesione drenata (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
$\varphi'$	<b>30</b>	°	Angolo di resistenza a taglio (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
E	<b>30</b>	MPa	Modulo elastico del terreno
v	<b>0.3</b>	-	Coefficiente di Poisson

**DATI GEOMETRIA E TUBAZIONE**

$d_e$	<b>3</b>	m	Diametro esterno di scavo
$H_t$	<b>7.50</b>	m	Altezza ricoprimento
$H_w$	<b>1.5</b>	m	Profondità falda dal P.C. (Mettere 1000 se non presente)
$S_t$	<b>0.25</b>	m	Spessore tubazione
$R_e$	1.5	m	Raggio di scavo esterno
$R_i$	1.25	m	Raggio di scavo interno
d	<b>0</b>	m	Distanza Fronte scavo - sostegno calotta
$\gamma_{TUB}$	<b>25</b>	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico condotta
$q_s$	<b>20</b>	kPa	Pressione al piano campagna
Oil	<b>Si</b>	-	Lubrificazione Cavo
Tratto	<b>Rettilineo</b>	-	Specificare se in curva o rettilineo
L	<b>445</b>	m	Lunghezza della condotta
W	<b>54.0</b>	KN/m	Peso condotta al metro

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



**ANALISI DI STABILITA' (Terreni coesivi)**

$d/d_e$	0	-	Rapporto Lunghezza non sostenuta/Diametro di scavo
$H_t/d_e$	2.50	-	Rapporto Profondità scavo/Diametro di scavo
$T_C$	-	-	Fattore capacità portante per terreni Coesivi (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$\sigma_T$	-	kPa	Pressione al fronte per mantenere il cavo stabile
Stato	-	-	

**CONVERGENZA DEL CAVO**

$k$	<b>1.000</b>	-	Coefficiente di spinta orizzontale terreno
$b$	5.2	m	Larghezza del cuneo ti terreno disturbato
$q_0$	1.1	kPa	Tensione risultante alla profondità di scavo dovuta al sovraccarico
$k_l$	0.487	-	Coefficiente che tiene conto dell'effetto arco
$\sigma_{Ev}$	151.1		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo
$\sigma_{EvI}$	104.9		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo con effetto arco
$\sigma_v$	181.1	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo
$\sigma_{vI}$	134.9	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo con effetto arco
E.A	Si	-	Effetto arco presente se $H_t > b$
$\sigma_{v,CAL}$	134.9	kPa	Tensione totale verticale di calcolo
$\sigma_{h,CAL}$	134.9	kPa	Tensione totale orizzontale di calcolo
$\Delta u_{v,el}$	24.6	mm	Covergenza del cavo in calotta caso elastico
$\Delta u_{h,el}$	24.6	mm	Covergenza del cavo alle reni caso elastico
$\Delta u_{pl}$	-	mm	Covergenza del cavo metodo convergenza confinamento
Mezzo	<b>Elastico</b>	-	Tipo di comportamento del terreno
$\Delta u$	24.6	mm	Covergenza del cavo
$\Delta u_{max}$	20	mm	Sovrascavo

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO DINAMICA**

Adesione	<b>Completa</b>	-	Se $\Delta u < \Delta u_{max}$ adesione completa del terreno sullo scudo della macchina Se $\Delta u > \Delta u_{max}$ adesione parziale del terreno sullo scudo della macchina
$\mu_{GR}$	0.03	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Granulari)
$\mu_{Co}$	0.1	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo stabile)
$\beta$	0.6	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo instabile)
$n$	826.5	kN/m	Sforzo normale agente al metro di condotta (Stein, 1989)
$c_{ur}$	-	kPa	Coesione non drenata rimaneggiata (Leuriet et al. 1983)
$U_p-Lipt$	Si	-	Verifica a galleggiamento durante la spinta (solo in caso di cavo stabile)
<b><math>F_{LAT}</math></b>	<b>11.3</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito dinamica per tutto lo sviluppo della condotta</b>



Riferimento: FSTT (Microtunnel & Horizontal Drilling: Recommendation)

**Microtunnel Attraversamento Salto (UGR)**

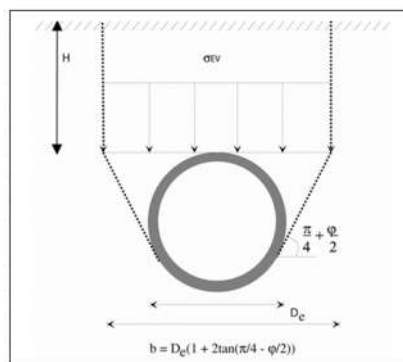
**DATI TERRENO**

Terreno	Granulare	-	Tipo di terreno
$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
$c_u$	-	kPa	Coesione non drenata (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$I_L$	-	-	Indice di liquidità (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$c'$	0	kPa	Coesione drenata (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
$\varphi'$	33	°	Angolo di resistenza a taglio (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
E	30	MPa	Modulo elastico del terreno
$\nu$	0.3	-	Coefficiente di Poisson

**DATI GEOMETRIA E TUBAZIONE**

$d_e$	3	m	Diametro esterno di scavo
$H_t$	12.50	m	Altezza ricoprimento
$H_w$	8.5	m	Profondità falda dal P.C. (Mettere 1000 se non presente)
$S_t$	0.25	m	Spessore tubazione
$R_e$	1.5	m	Raggio di scavo esterno
$R_i$	1.25	m	Raggio di scavo interno
d	0	m	Distanza Fronte scavo - sostegno calotta
$\gamma_{TUB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico condotta
$q_s$	20	kPa	Pressione al piano campagna
Oil	Si	-	Lubrificazione Cavo
Tratto	Rettilineo	-	Specificare se in curva o rettilineo
L	185	m	Lunghezza della condotta
W	54.0	KN/m	Peso condotta al metro

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



**ANALISI DI STABILITA' (Terreni coesivi)**

$d/d_e$	0	-	Rapporto Lunghezza non sostenuta/Diametro di scavo
$H_t/d_e$	4.17	-	Rapporto Profondità scavo/Diametro di scavo
$T_C$	-	-	Fattore capacità portante per terreni Coesivi (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$\sigma_T$	-	kPa	Pressione al fronte per mantenere il cavo stabile
Stato	-	-	

**CONVERGENZA DEL CAVO**

$k$	<b>1.000</b>	-	Coefficiente di spinta orizzontale terreno
$b$	5.0	m	Larghezza del cuneo ti terreno disturbato
$q_0$	0.1	kPa	Tensione risultante alla profondità di scavo dovuta al sovraccarico
$k_l$	0.298	-	Coefficiente che tiene conto dell'effetto arco
$\sigma_{Ev}$	250.1		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo
$\sigma_{EvI}$	102.7		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo con effetto arco
$\sigma_v$	280.1	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo
$\sigma_{vI}$	132.7	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo con effetto arco
E.A	Si	-	Effetto arco presente se $H_t > b$
$\sigma_{v,CAL}$	132.7	kPa	Tensione totale verticale di calcolo
$\sigma_{h,CAL}$	132.7	kPa	Tensione totale orizzontale di calcolo
$\Delta u_{v,el}$	24.2	mm	Covergenza del cavo in calotta caso elastico
$\Delta u_{h,el}$	24.2	mm	Covergenza del cavo alle reni caso elastico
$\Delta u_{pl}$	-	mm	Covergenza del cavo metodo convergenza confinamento
Mezzo	<b>Elastico</b>	-	Tipo di comportamento del terreno
$\Delta u$	24.2	mm	Covergenza del cavo
$\Delta u_{max}$	20	mm	Sovrascavo

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO DINAMICA**

Adesione	<b>Completa</b>	-	Se $\Delta u < \Delta u_{max}$ adesione completa del terreno sullo scudo della macchina Se $\Delta u > \Delta u_{max}$ adesione parziale del terreno sullo scudo della macchina
$\mu_{GR}$	0.04	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Granulari)
$\mu_{Co}$	0.1	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo stabile)
$\beta$	0.6	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo instabile)
$n$	813.0	kN/m	Sforzo normale agente al metro di condotta (Stein, 1989)
$c_{ur}$	-	kPa	Coesione non drenata rimaneggiata (Leuriet et al. 1983)
$U_p-Lipt$	Si	-	Verifica a galleggiamento durante la spinta (solo in caso di cavo stabile)
<b><math>F_{LAT}</math></b>	<b>5.5</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito dinamica per tutto lo sviluppo della condotta</b>

**CALCOLO RESISTENZA AL FRONTE**

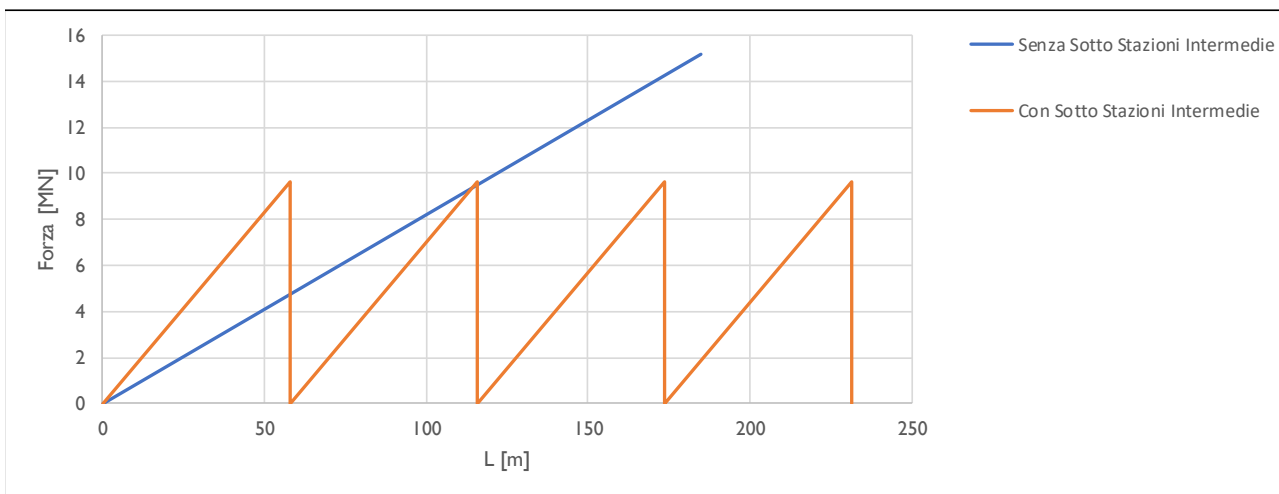
Terreno	<b>Sabbia</b>	-	Tipo terreno
Valore	<b>Medio</b>	-	
$r_p$	1000	kPa	Resistenza apparente in testa (FSTT)
<b><math>R_p</math></b>	<b>7.07</b>	<b>MN</b>	<b>Resistenza al fronte</b>

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO STATICA**

Stop	<b>Per una notte</b>		
f	1.5	kPa	Resistenza da fermo cantiere
<b>R</b>	<b>2.6</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito statica</b>

**CALCOLO NUMERO DI SOTTO STAZIONI INTERMEDIE**

<b><math>F_j</math></b>	<b>9.6</b>	<b>MN</b>	<b>Spinta massima Closed Joint/Open Joint</b>
$F_{max}$	15.2	MN	Forza massima lungo l'intera tratta
<b><math>L_{int}</math></b>	<b>58</b>	<b>m</b>	<b>Distanza tra stazioni intermedie di spinta</b>
<b>n</b>	<b>3.0</b>	<b>-</b>	<b>Numero di sottostazioni intermedie</b>



## 7.3 Analisi trasversale (Verifiche STR)

Le verifiche sono state condotte per i valori di minime coperture e massime coperture ricadenti rispettivamente nelle unità ALL (in corrispondenza del fiume Salto) e nell’unità UGR.

Tratta	L	C <sub>MAX</sub>	W <sub>C,MAX</sub>	C <sub>MIN</sub>	W <sub>C,MIN</sub>	Unità
	[m]	[m]	[m da P.C]	[m]	[m da P.C]	-
Attraversamento Salto 1/3	35	12.5	8	12.5	8	UGR
Attraversamento Salto 2/3	410	7.5	1.5	5.5	-1.5	ALL
Attraversamento Salto 3/3	185	19	15	7.5	3.5	UGR

### 7.3.1 Combinazioni di carico

La combinazione di carico analizzata è quella che prevede la condotta vuota e che massimizza quindi i carichi esterni agenti sul mantello laterale. I coefficienti di amplificazione seguono quelli riportati nella normativa DWA 161-A. Il caso di tubazione non in falda non risulta pertinente in quanto per ogni tratta è stata rilevata una quota piezometrica superiore alla quota di scorrimento della tubazione.

Il calcolo viene eseguito sia in fase di scavo che in fase di esercizio (in allegato alla relazione si sono riportati i passaggi analitici eseguiti con l’ausilio del software *EasyPipe* per la determinazione delle sollecitazioni agenti in fase statica e di costruzione).

### *7.3.2 Analisi sismica*

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_c^*$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

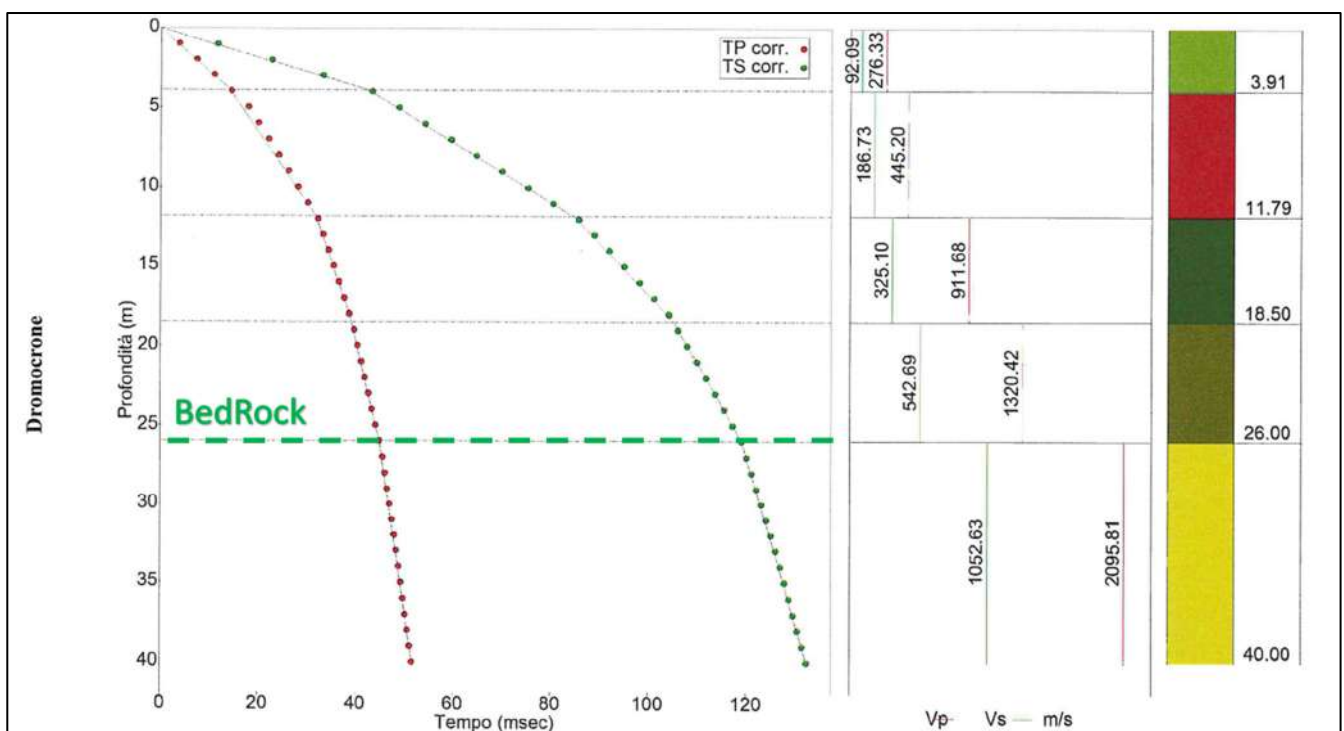
$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_S$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);
- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018).

7.3.2.1 Unità ALL

Per la determinazione del valore delle velocità delle onde di taglio e della posizione del bedrock si è fatto riferimento alla prova DownHole eseguita lungo la verticale del sondaggio S4(2) (per maggiori dettagli riferirsi alla relazione geologica). Si è considerata una categoria di sottosuolo C ed una categoria topografica T1.



**Figura 7.6 – Risultati DH 4(2)**

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere in progetto sono riassunti nella seguente tabella.

Azione Sismica			
Lat.	42.37773	°	
Long.	12.9172	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	C		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.297	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.264	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.375	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione delle azioni sismiche è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti e di seguito riportata:



**Dati Geometria**

D	3	m	Diametro galleria
R	5.5	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.25	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	60	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

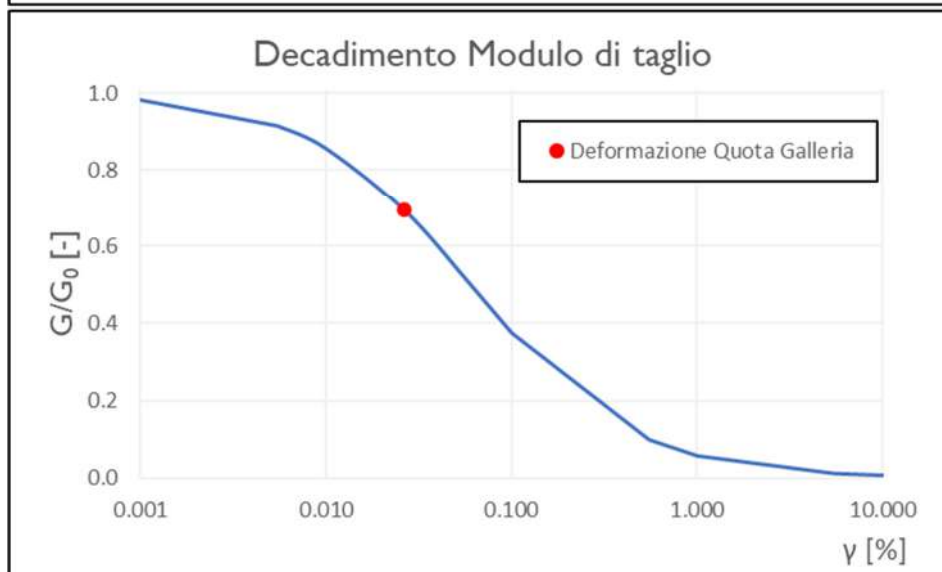
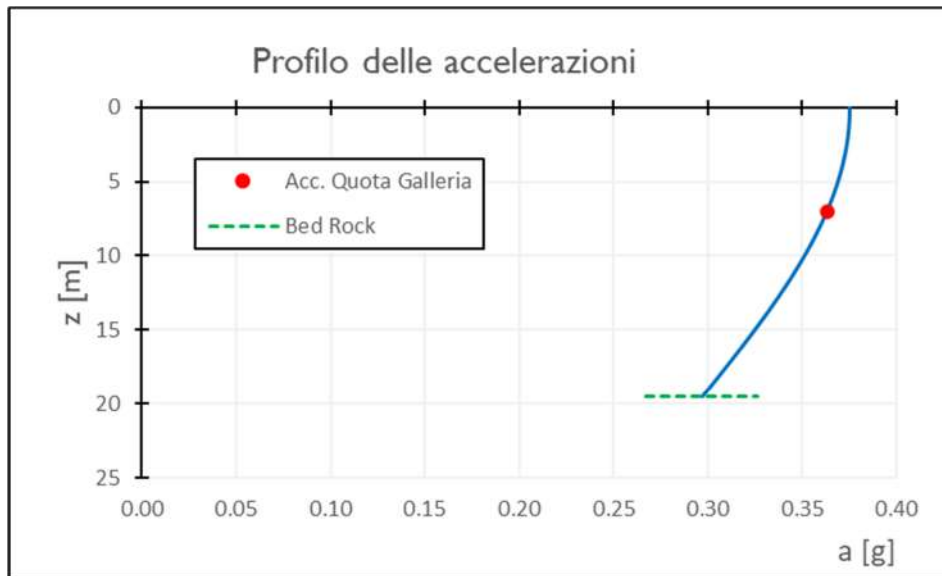
Tipo Terreno	<b>Sabbia</b>	Modello Hardin/Drnevich, $\gamma_{ref} = 0.06\%$ [Seed & Idriss (1970)]	
$\rho_b$	2100	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	19.5	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	372.3077	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

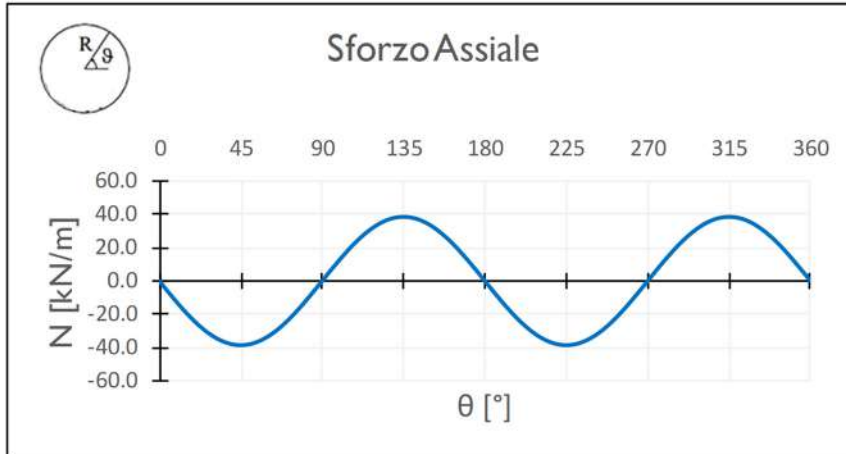
**Azione Sismica**

Lat.	42.37773	°	
Long.	12.9172	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	C		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.297	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.264	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.375	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.363	g	Accelerazione quota galleria
$\tau_{gall}$	53.5	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
$\gamma_{gall}$	0.027	%	Distorsione quota galleria
G	201.8	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	484.4	MPa	Modulo di Young abbattuto

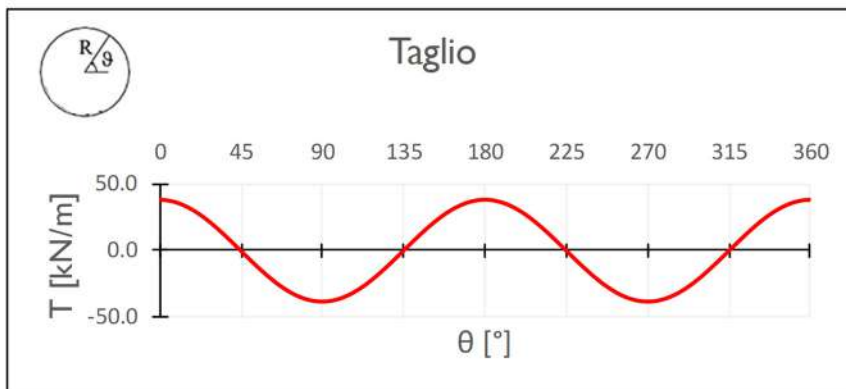
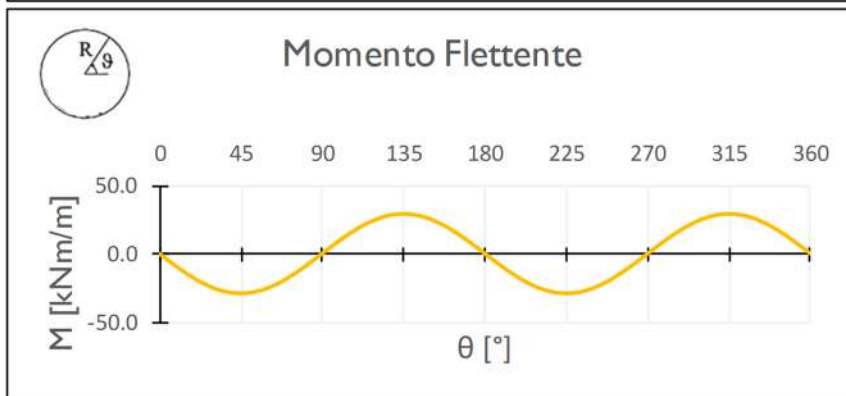




$N_{MAX}$ (kN/m)	38.4
$M$ (kNm/m)	28.8

$N_{MIN}$ (kN/m)	-38.4
$M$ (kNm/m)	-28.8

$T_{MAX}$ (kN)	38.4
$N$ (kN/m)	0



**Figura 7.7 – Risultati analisi sismica semplificata per l’unità geotecnica ALL**

### 7.3.2.2 Unità UGR

Per la determinazione del valore delle velocità delle onde di taglio si è fatto riferimento a quanto riportato nell’allegato 5 della relazione geotecnica “*Gallerie Scavo Meccanizzato*” ( $V_s=400\text{m/s}$ ) mentre, come per l’unità geotecnica ALL, per la determinazione della posizione del bedrock si è fatto riferimento alla prova DH 4(2) (per maggiori dettagli riferirsi alla relazione geologica). Si è considerata una categoria di sottosuolo C ed una categoria topografica T1.

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere in progetto sono riassunti nella seguente tabella.

Azione Sismica			
Lat.	42.37773	°	
Long.	12.9172	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.273	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.13	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.308	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione delle azioni sismiche è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti e di seguito riportata:

**Dati Geometria**

D	3	m	Diametro galleria
R	19	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.25	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	60	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

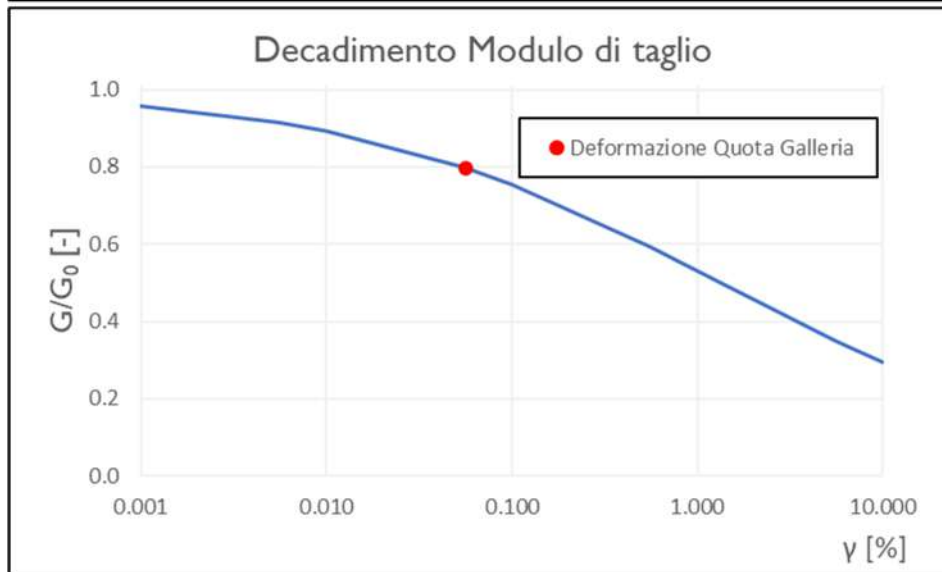
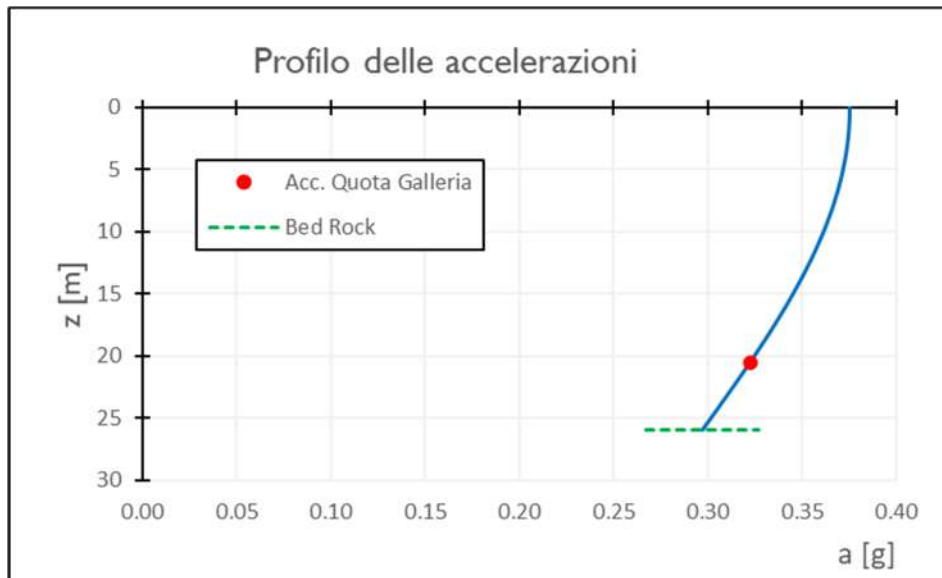
Tipo Terreno	Roccia	Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]	
ρ <sub>b</sub>	2100	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	26	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	400	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

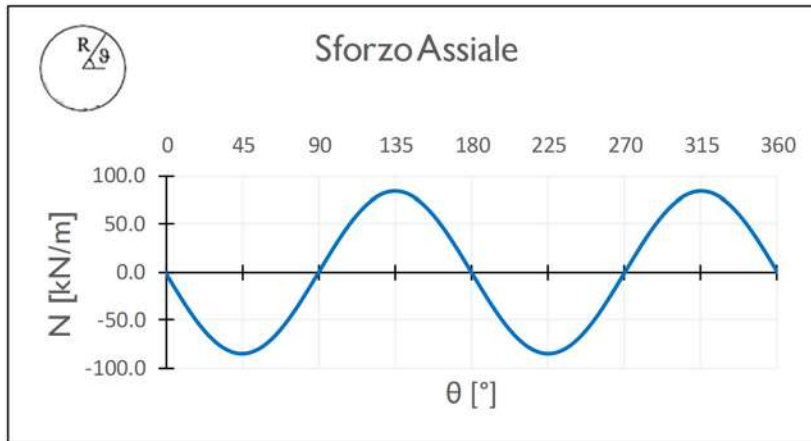
**Azione Sismica**

Lat.	42.37773	°	
Long.	12.9172	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	C		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.297	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.264	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.375	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.323	g	Accelerazione quota galleria
τ <sub>gall</sub>	150.7	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
γ <sub>gall</sub>	0.056	%	Distorsione quota galleria
G	267.9	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	643.0	MPa	Modulo di Young abbattuto

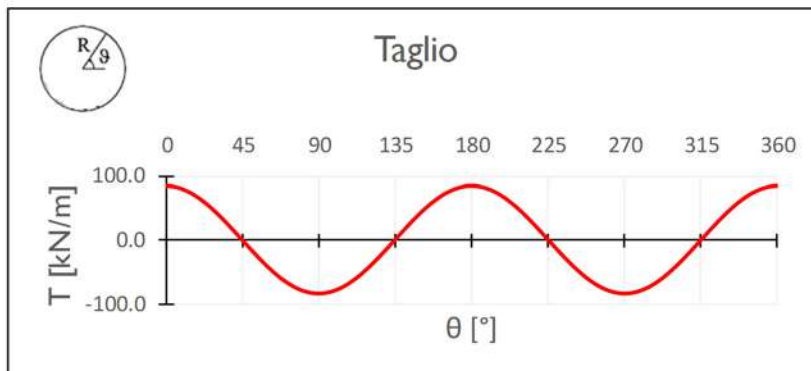
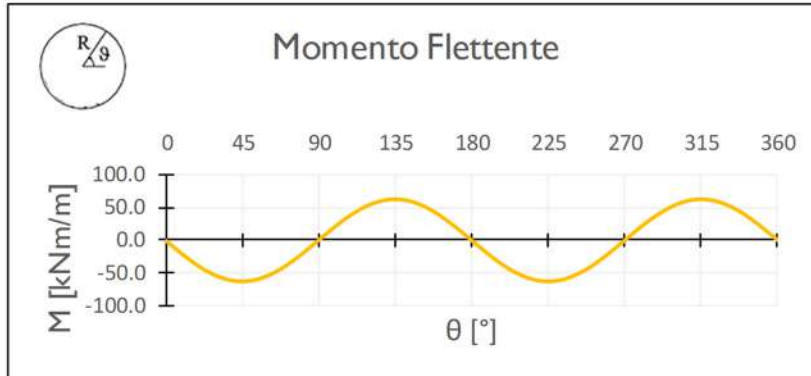




$N_{MAX}$ (kN/m)	84.0
$M$ (kNm/m)	63.0

$N_{MIN}$ (kN/m)	-84.0
$M$ (kNm/m)	-63.0

$T_{MAX}$ (kN)	84.0
$N$ (kN/m)	0



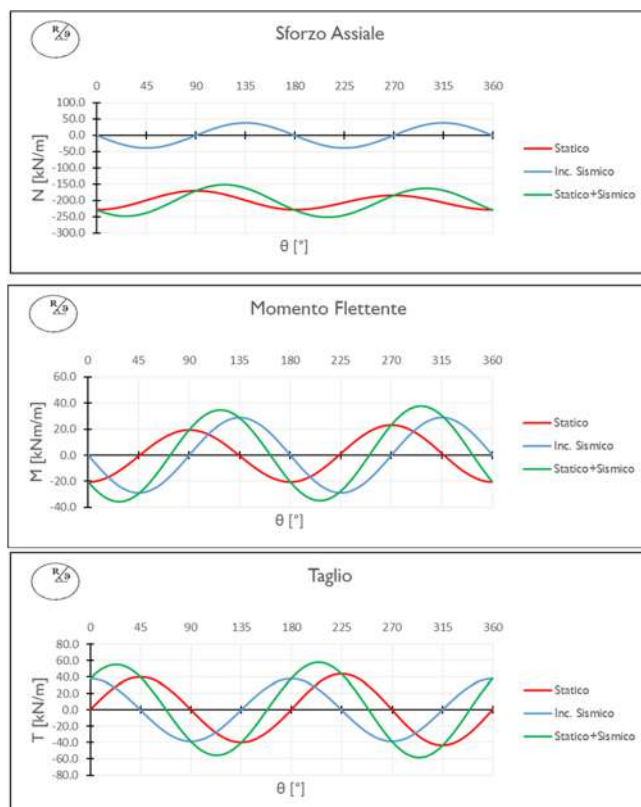
**Figura 7.8 – Risultati analisi sismica semplificata per l’unità geotecnica UGR**

### 7.3.3 Risultati e verifiche

Si riporta un breve quadro sinottico delle caratteristiche della sollecitazione in direzione trasversale alla tubazione:

Pos.	Minimi di normativa DWA		Fase Costruzione		ESE		SLU	
	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
Corona	-185.6	85.1	-259.1	28.6	-169.6	19.3	-228.9	26.1
Piedritto	-371.2	-85.1	-313.5	-30.4	-229.2	-20.7	-309.4	-27.9
Piede	-185.6	85.1	-278.5	33.7	-183.9	23.1	-248.3	31.2

SLV	
$\Delta N_{MAX}$ [kN/m]	$\Delta M_{MAX}$ [kNm/m]
38.4	28.8



Comb.	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-186	85	90	DWA Minimi
2	-371	-85	0	DWA Minimi
3	-186	85	270	DWA Minimi
4	-259	29	90	DWA Costruzione
5	-314	-30	0	DWA Costruzione
6	-279	34	270	DWA Costruzione
7	-229	26	90	NTC18 SLU
8	-309	-28	0	NTC18 SLU
9	-248	31	270	NTC18 SLU
10	-151	34	115	NTC18 SLV
11	-163	37	295	NTC18 SLV
12	-248	-36	30	NTC18 SLV
13	-169.6	19.3	90	NTC18 ESE
14	-229.2	-20.7	0	NTC18 ESE
15	-183.9	23.1	270	NTC18 ESE

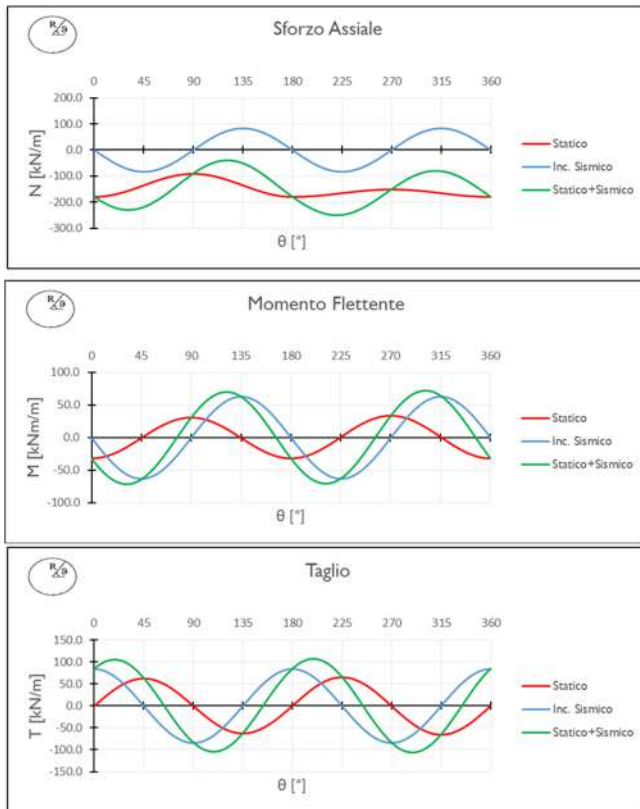
Comb.	N [kN/m]	T [kN/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-279	59	225	NTC18 SLU
2	-192	-58	295	NTC18 SLV

**Figura 7.9 – Sollecitazioni sulla condotta (UG – ALL)**



Pos.	Minimi di normativa DWA		Fase Costruzione		ESE		SLU	
	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
Corona	-185.6	85.1	-97.3	71.9	-90.4	30.6	-122.0	41.3
Piedritto	-371.2	-85.1	-307.8	-74.1	-179.9	-32.2	-242.9	-43.5
Piede	-185.6	85.1	-223.1	73.1	-151.0	33.5	-203.8	45.2

SLV	
$\Delta N_{MAX}$ [kN/m]	$\Delta M_{MAX}$ [kNm/m]
84.0	63.0

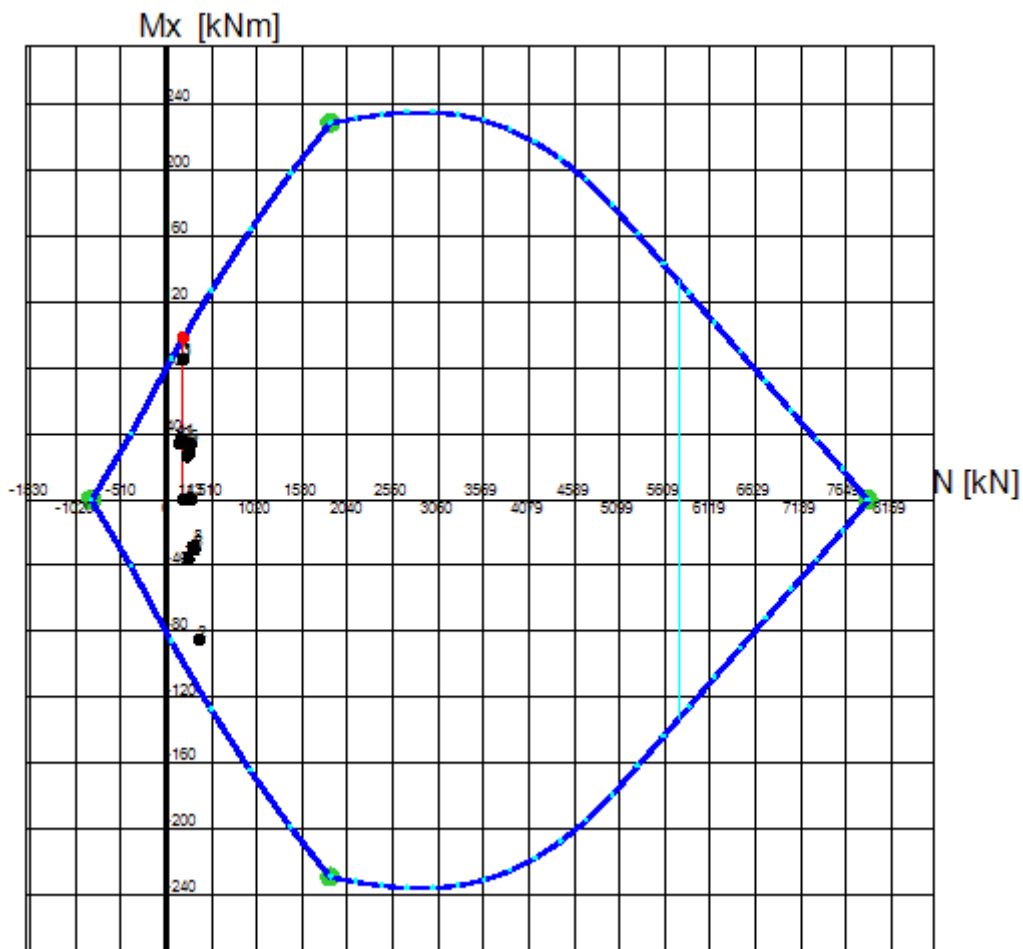
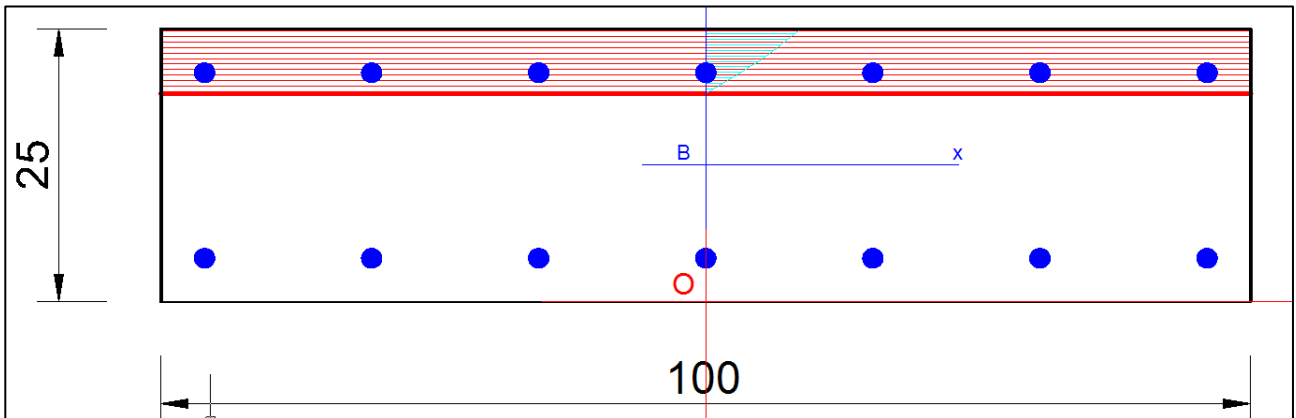


Comb.	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-186	85	90	DWA Minimi
2	-371	-85	0	DWA Minimi
3	-186	85	270	DWA Minimi
4	-97	72	90	DWA Costruzione
5	-308	-74	0	DWA Costruzione
6	-223	73	270	DWA Costruzione
7	-122	41	90	NTC18 SLU
8	-243	-44	0	NTC18 SLU
9	-204	45	270	NTC18 SLU
10	-40	69	120	NTC18 SLV
11	-85	72	300	NTC18 SLV
12	-230	-71	30	NTC18 SLV
13	-90.4	30.6	90	NTC18 ESE
14	-179.9	-32.2	0	NTC18 ESE
15	-151.0	33.5	270	NTC18 ESE

Comb.	N [kN/m]	T [kN/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-223	89	225	NTC18 SLU
2	-177	107	200	NTC18 SLV

**Figura 7.10 – Sollecitazioni sulla condotta (UG – UGR)**

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza (SLU-SLV) e di esercizio (SLE) condotte con l’ausilio del software RC-Sec.



**DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Verifica SLU\_SLE**

(Percorso File: C:\Users\la42473p\Desktop\SMART-WORK\A194PD - Peschiera\Gallerie\MicroTunneling\Calcolo\Pian SV\2)  
DWA\ALL\Analisi trasversale\Verifica SLU\_SLE.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

<b>CALCESTRUZZO -</b>	Classe:	C50/60	
	Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	282.2	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	372780	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	48.7	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q. Permanenti:	225	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess. limite S.L.E. comb. Q. Perm.:	0.300	mm
<b>ACCIAIO -</b>	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :	4500	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :	4500	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	3913	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	3913	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto $\epsilon_{pu}$ :	0.068	
	Modulo Elastico $E_f$ :	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	25.0	cm
Barre inferiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric. barre):	4.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18560	8510	0	0
2	37120	-8510	0	0
3	18560	8510	0	0
4	25910	2860	0	0
5	31350	-3040	0	0
6	27850	3370	0	0
7	22890	2610	0	0
8	30940	-2790	0	0
9	24830	3120	0	0
10	15077	3426	0	0
11	16258	3737	0	0
12	24755	-3562	0	0
13	27885	10	5910	0
14	19201	10	-5823	0

**COMB. QUASIPERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	16956	1933 (9676)
2	22919	-2067 (-11561)
3	18393	2311 (9153)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez
x/d	Rapp di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
2	S	37120	-8510	37149	-11536	1.356	6.6	0.32	0.83	10.8 (5.9)
3	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
4	S	25910	2860	25888	10512	3.676	18.8	0.30	0.81	10.8 (5.9)
5	S	31350	-3040	31360	-11011	3.622	6.4	0.31	0.82	10.8 (5.9)
6	S	27850	3370	27849	10693	3.173	18.7	0.30	0.81	10.8 (5.9)
7	S	22890	2610	22914	10236	3.922	18.9	0.29	0.80	10.8 (5.9)
8	S	30940	-2790	30961	-10975	3.934	6.4	0.30	0.82	10.8 (5.9)
9	S	24830	3120	24816	10413	3.337	18.8	0.29	0.81	10.8 (5.9)
10	S	15077	3426	15075	9506	2.775	19.2	0.27	0.78	10.8 (5.9)
11	S	16258	3737	16282	9619	2.574	19.2	0.28	0.79	10.8 (5.9)
12	S	24755	-3562	24753	-10407	2.922	6.2	0.29	0.81	10.8 (5.9)
13	S	27885	10	27883	10696	1069.612	18.7	0.30	0.81	10.8 (5.9)
14	S	19201	10	19199	9890	989.031	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
2	0.00090	0.0	0.00036	4.0	-0.00196	21.0
3	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
4	0.00082	25.0	0.00029	21.0	-0.00196	4.0
5	0.00086	0.0	0.00032	4.0	-0.00196	21.0
6	0.00083	25.0	0.00030	21.0	-0.00196	4.0
7	0.00080	25.0	0.00027	21.0	-0.00196	4.0
8	0.00086	0.0	0.00032	4.0	-0.00196	21.0
9	0.00081	25.0	0.00028	21.0	-0.00196	4.0
10	0.00074	25.0	0.00022	21.0	-0.00196	4.0
11	0.00075	25.0	0.00023	21.0	-0.00196	4.0
12	0.00081	0.0	0.00028	4.0	-0.00196	21.0
13	0.00083	25.0	0.00030	21.0	-0.00196	4.0
14	0.00077	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
2	S	0	19363	21.0	100.0	0.0051	1.5
3	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
4	S	0	17950	21.0	100.0	0.0051	1.0
5	S	0	18636	21.0	100.0	0.0051	1.3
6	S	0	18195	21.0	100.0	0.0051	1.1
7	S	0	17570	21.0	100.0	0.0051	0.9
8	S	0	18584	21.0	100.0	0.0051	1.2
9	S	0	17814	21.0	100.0	0.0051	1.0
10	S	0	16585	21.0	100.0	0.0051	0.6
11	S	0	16734	21.0	100.0	0.0051	0.7
12	S	0	17805	21.0	100.0	0.0051	1.0
13	S	5910	18199	21.0	100.0	0.0051	1.1
14	S	-5823	17105	21.0	100.0	0.0051	0.8

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

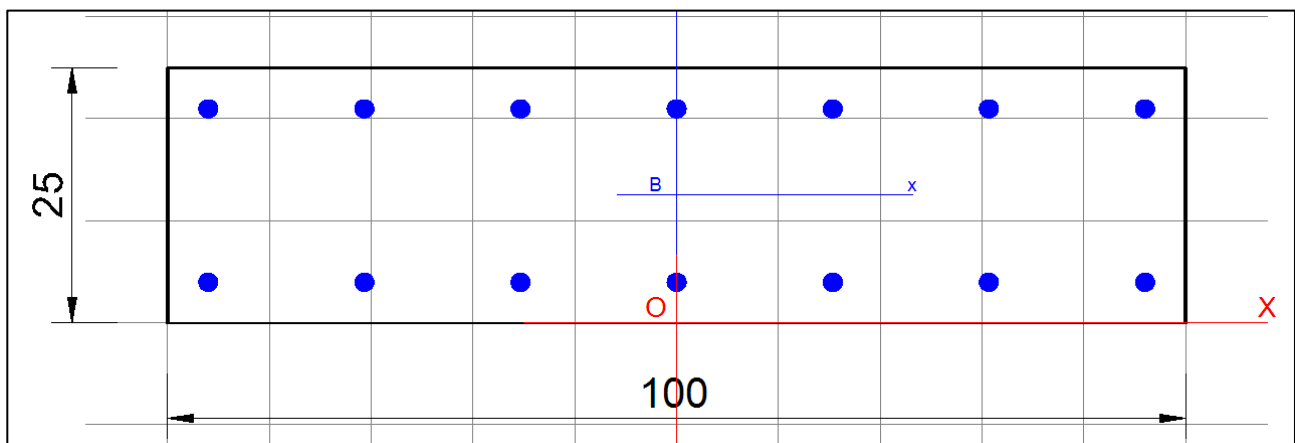
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

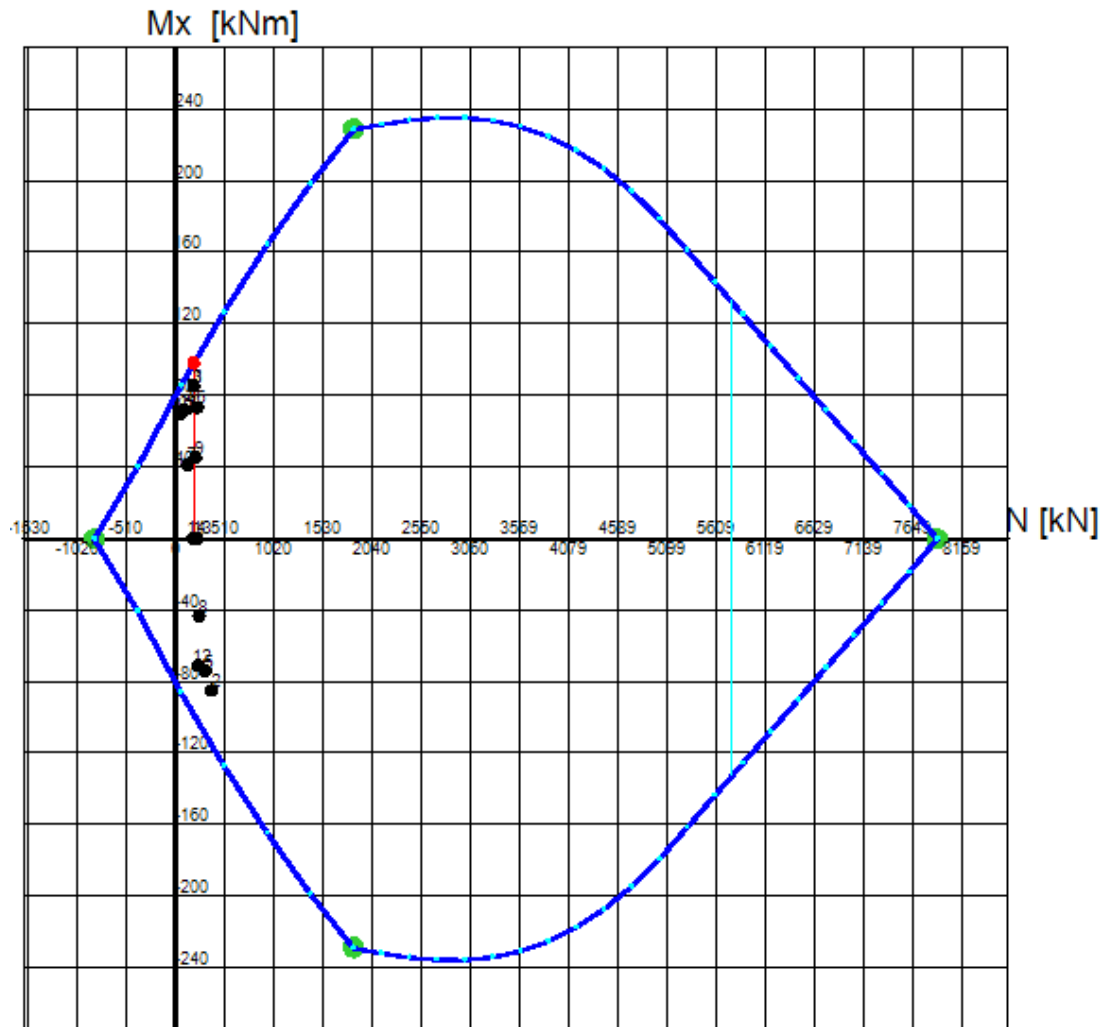
N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	27.3	25.0	0.0	12.6	-282	21.0	4.2	419	10.8	15.3
2	S	28.8	0.0	0.0	14.9	-177	4.0	3.4	337	10.8	15.3
3	S	32.9	25.0	0.0	13.3	-396	21.0	4.4	445	10.8	15.3

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compressione: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; = (e1 + e2)/(2*e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N° Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00021	0.00020	0.50	0.40	0.000085 (0.000085)	205	0.017 (0.30)	9676
2	S	-0.00015	0.00022	0.50	0.40	0.000053 (0.000053)	187	0.010 (0.30)	-11561
3	S	-0.00028	0.00025	0.50	0.40	0.000119 (0.000119)	210	0.025 (0.30)	9153







**DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Verifica SLU\_SLE**

(Percorso File: C:\Users\la42473p\Desktop\SMART-WORK\A194PD - Peschiera\Gallerie\MicroTunneling\Calcolo\Pian SV\2) DWA\UFC\Analisi Trasversale\Verifica SLU\_SLE.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi xy principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C50/60
	Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	282.2 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	372780 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	48.7 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	$S_c$ limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	225 daN/cm <sup>2</sup>
	$A_p$ Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt a snervamento $f_{yk}$ :		4500 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. caratt a rottura $f_{tk}$ :		4500 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :		3913 daN/cm <sup>2</sup>
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :		3913 daN/cm <sup>2</sup>
Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :		0.068
Modulo Elastico $E_f$ :		2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	25.0	cm
Barre inferiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric. barre):	4.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N° Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18560	8510	0	0
2	37120	-8510	0	0
3	18560	8510	0	0
4	9730	7190	0	0
5	30780	-7410	0	0
6	22310	7310	0	0
7	12200	4130	0	0
8	24290	-4350	0	0
9	20380	4520	0	0
10	3998	6948	0	0
11	8542	7164	0	0
12	23032	-7111	0	0
13	22335	10	8870	0
14	17654	10	10661	0

**COMB. QUASIPERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N° Comb.	N	Mx
1	9037	3059 (6865)
2	17993	-3222 (-7903)
3	15096	3348 (7443)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx re Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
2	S	37120	-8510	37149	-11536	1.356	6.6	0.32	0.83	10.8 (5.9)
3	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
4	S	9730	7190	9731	8997	1.251	19.5	0.26	0.77	10.8 (5.9)
5	S	30780	-7410	30761	-10957	1.479	6.4	0.30	0.82	10.8 (5.9)
6	S	22310	7310	22309	10180	1.393	18.9	0.29	0.80	10.8 (5.9)
7	S	12200	4130	12187	9231	2.235	19.4	0.27	0.77	10.8 (5.9)
8	S	24290	-4350	24310	-10366	2.383	6.1	0.29	0.81	10.8 (5.9)
9	S	20380	4520	20357	9998	2.212	19.0	0.28	0.80	10.8 (5.9)
10	S	3998	6948	4011	8452	1.216	19.8	0.25	0.75	10.8 (5.9)
11	S	8542	7164	8557	8885	1.240	19.5	0.26	0.76	10.8 (5.9)
12	S	23032	-7111	23041	-10248	1.441	6.1	0.29	0.80	10.8 (5.9)
13	S	22335	10	22340	101831018.257		18.9	0.29	0.80	10.8 (5.9)
14	S	17654	10	17647	9746 974.590		19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corni sp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corni sp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
2	0.00090	0.0	0.00036	4.0	-0.00196	21.0
3	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
4	0.00070	25.0	0.00019	21.0	-0.00196	4.0
5	0.00085	0.0	0.00032	4.0	-0.00196	21.0
6	0.00079	25.0	0.00027	21.0	-0.00196	4.0
7	0.00071	25.0	0.00021	21.0	-0.00196	4.0
8	0.00081	0.0	0.00028	4.0	-0.00196	21.0
9	0.00078	25.0	0.00026	21.0	-0.00196	4.0
10	0.00065	25.0	0.00015	21.0	-0.00196	4.0
11	0.00069	25.0	0.00018	21.0	-0.00196	4.0
12	0.00080	0.0	0.00027	4.0	-0.00196	21.0
13	0.00079	25.0	0.00027	21.0	-0.00196	4.0
14	0.00076	25.0	0.00024	21.0	-0.00196	4.0

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
2	S	0	19363	21.0	100.0	0.0051	1.5
3	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
4	S	0	15912	21.0	100.0	0.0051	0.4
5	S	0	18564	21.0	100.0	0.0051	1.2
6	S	0	17497	21.0	100.0	0.0051	0.9
7	S	0	16223	21.0	100.0	0.0051	0.5
8	S	0	17746	21.0	100.0	0.0051	1.0
9	S	0	17254	21.0	100.0	0.0051	0.8
10	S	0	15190	21.0	100.0	0.0051	0.2
11	S	0	15762	21.0	100.0	0.0051	0.3
12	S	0	17588	21.0	100.0	0.0051	0.9
13	S	8870	17500	21.0	100.0	0.0051	0.9
14	S	10661	16910	21.0	100.0	0.0051	0.7

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X, Y, O)
Sc min	Minima tensione di compress. (+) nel conglom. in fase fessurata [(daN/cm <sup>2</sup> )]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X, Y, O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X, Y, O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace (verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N° Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	44.6	25.0	0.0	17.1	-1118	21.0	5.7	571	10.8	15.3
2	S	46.8	0.0	0.0	9.7	-827	4.0	5.1	512	10.8	15.3
3	S	48.8	25.0	0.0	16.1	-1004	21.0	5.4	538	10.8	15.3

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compressione: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; = (e1 + e2) / (2 * e2) in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N° Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00073	0.00033	0.50	0.40	0.000336 (0.000336)	238	0.080 (0.30)	6865
2	S	-0.00056	0.00035	0.50	0.40	0.000248 (0.000248)	225	0.056 (0.30)	-7903
3	S	-0.00067	0.00037	0.50	0.40	0.000301 (0.000301)	231	0.070 (0.30)	7443

## **7.4 Analisi di stabilità del fronte**

Al fine di poter meglio caratterizzare le analisi di stabilità del fronte di scavo di gallerie sottofalda con avanzamento in TBM con pressione di stabilizzazione al fronte (slurry shield), si fa riferimento alle teorie sviluppate da [Anagnostou & Kovari, 1996] precedentemente trattate.

Di seguito si riporta in forma grafica e tabellare le pressioni che la testa fresante deve applicare al fronte per evitare l’instabilità geotecnica.

**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

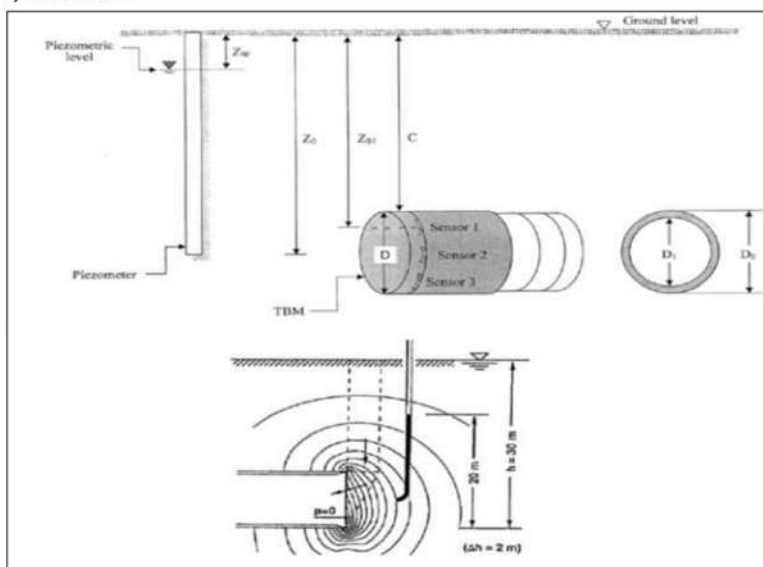
Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: **Attraversamento fiume Salto (Cop. Max)**

**1) Definizione dei parametri utilizzati per il calcolo**

Simbolo	Definizione	Unità
C	Copertura	m
D	Diametro di scavo del tunnel	m
Z <sub>0</sub>	Profondità tra la superficie (P.C.) e asse tunnel	m
Z <sub>S1</sub>	Profondità tra la superficie (P.C.) e sensore di pressione n°1	m
Z <sub>W</sub>	Profondità tra la superficie (P.C.) e il livello di falda	m
γ	Peso di volume del terreno	kN/m <sup>3</sup>
γ'	Peso di volume del terreno alleggerito	kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>SL</sub>	Peso di volume del fango	kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>W</sub>	Peso di volume dell'acqua	kN/m <sup>3</sup>
P <sub>S</sub>	Pressione del fango applicata al fronte	kPa
P <sub>St</sub>	Pressione target di fango applicata al fronte	kPa
P <sub>St(Crown)</sub>	Pressione target di fango del tunnel in calotta	kPa
P <sub>st(S1)</sub>	Pressione target di fango al sensore di pressione n°1	kPa
P <sub>S(S1)</sub>	Pressione di fango al sensore di pressione n°2	kPa
v	Tolleranza dei sensori di pressione	kPa
q	Sovraccarico medio in superficie	kPa
Δh	Variazione di altezza piezometrica tra esterno ed interno del tunnel	m
c'	Coesione efficace	kPa
φ'	Angolo di attrito efficace	°
eZ <sub>S1</sub>	Spessore TBM tra sensore di pressione n°1 e profondità di scavo (Z <sub>S1</sub> -C)	m
γ	Fattore di sicurezza	-
F <sub>0</sub>	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
F <sub>1</sub>	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
F <sub>2</sub>	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
F <sub>3</sub>	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-

**2) Illustrazione**





**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**

Applicazione: **Attraversamento fiume Salto (Cop. Max)**

**3) Richiami teorici**

**3.1) Teoria di Anagnostou e Kovari sul calcolo della pressione effettiva minima da applicare al fronte**

- > Basato sul metodo dell'equilibrio limite
- > Membrana omogenea di fango che si sviluppa al fronte
- > Utilizzo del modello a membrana

**3.2) Calcolo della pressione target di fango sul contorno del tunnel**

$P_{Sk(Crown)}$  = Pressione dell'acqua + Pressione del terreno + Pressione dovuta al sovraccarico + Tolleranza del sensore di pressione



- A =  $(C-Z_w) \cdot \gamma_w$
- B =  $F_0 \cdot \gamma' \cdot D - F_1 \cdot c' + F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h - F_3 \cdot c' \cdot \Delta h/D$  (Per determinare  $F_0, F_1, F_2$  e  $F_3$  utilizzare gli abachi)
- C = Calcolato utilizzando gli abachi di *Atkinson e Mair (1977)*
- D = Tolleranza del sensore di pressione (se non conosciuta si può porre pari a 0.2 Bar (20 kPa))

Attenzione:  $\Delta h = 0$  nel caso di un tunnel a contropressione di fango utilizzando il modello a membrana

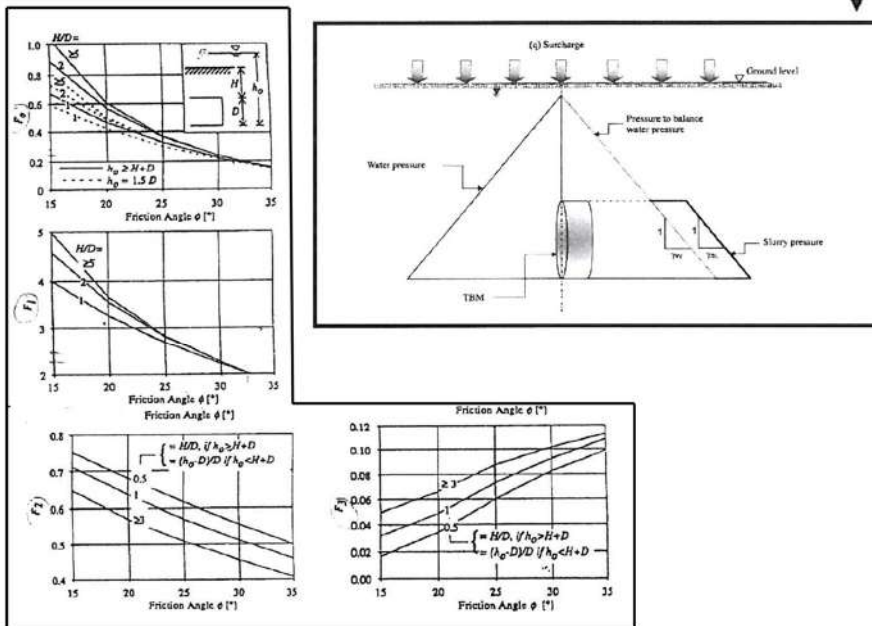
**3.3) Calcolo della pressione target a livello del sensore n°1**

- > La pressione da applicare dipende dalla posizione del sensore sulla TBM/MT
- > La pressione da applicare dipende anche dalla distanza tra scavo e peso volumico del fango  $\gamma_{SL}$

$P_{Sk(S1)} = P_{Sk(Crown)} + (Z_{S1}-C) \cdot \gamma_{SL}$

**3.4) Durante lo scavo, la pressione da applicare non può scendere oltre  $P_c$**

$P_S = P_{S(S1)} = P_{Sk(S1)} - v$





**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: **Attraversamento fiume Salto (Cop. Max)**

**4) Applicazione numerica**

4.1) Geometria

Posizione	Progressiva [m]	C [m]	Z <sub>w</sub> [m]
SM-SV (UGR) 1/3	0	12.5	8
SM-SV (ALL) 2/3	35	7.5	1.5
SM-SV (UGR) 3/3	410	19	15
-	-	-	-

4.2) Dati di ingresso

Simbolo	Valore	Coefficiente di sicurezza	Valore con coefficiente di sicurezza
D	3	1	3
eZ <sub>s1</sub>	0.15	1	0.15
γ	21.6	1	21.6
γ' = γ - γ <sub>w</sub>	11.8	1	11.8
γ <sub>SL</sub>	11.5	1	11.5
γ <sub>w</sub>	9.8	1	9.8
v	20	1	20
q	20	1.5	30
Δh	0	1	0
c'	0	1.2	0
φ'	30	1	30
tg(φ')	0.577	1.2	0.481

Questi valori saranno utilizzati  
per il calcolo

**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**

**Applicazione: Attraversamento fiume Salto (Cop. Max)**

**4.3) Determinazione dei coefficienti  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$**

C	C/D	C+D	$h_0$	$(h_0-D)/D$	1.5 D	$F_0$	$F_1$	$F_2$	$F_3$
12.5	4.2	15.5	7.5	1.5	4.5	0.19	0.20	0.47	0.102
7.5	2.5	10.5	9	2.0	4.5	0.21	2.25	0.48	0.095
19	6.3	22	7	1.3	4.5	0.19	0.20	0.48	0.10
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**4.4) Calcolo della pressione target in calotta del tunnel  $P_{St(Crown)}$**

C	$Z_0$	$Z_w$	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	$P_{St(Crown)}$
12.5	14	8	44.1	6.7	0.5	20	71
7.5	9	1.5	58.8	7.4	2.7	20	89
19	20.5	15	39.2	6.7	0.1	20	66
-	-	-	-	-	-	-	-

**4.5) Calcolo della pressione target di fango n°1  $P_{St(S1)}$**

C	$Z_{s1}$	$P_{St(Crown)}$	$(Z_{s1}-C) \cdot \gamma_{SL}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]
12.5	12.65	71	1.725	73	0.7
7.5	7.65	89	1.725	91	0.9
19	19.15	66	1.725	68	0.7
-	-	-	-	-	-

**4.6) Durante lo scavo la pressione non può scendere oltre  $P_s$**

$P_{St(S1)}$	$v$	$P_s$	$P_s$ [BAR]
73	20	53	<b>0.5</b>
91	20	71	<b>0.7</b>
68	20	48	<b>0.5</b>
-	-	-	-



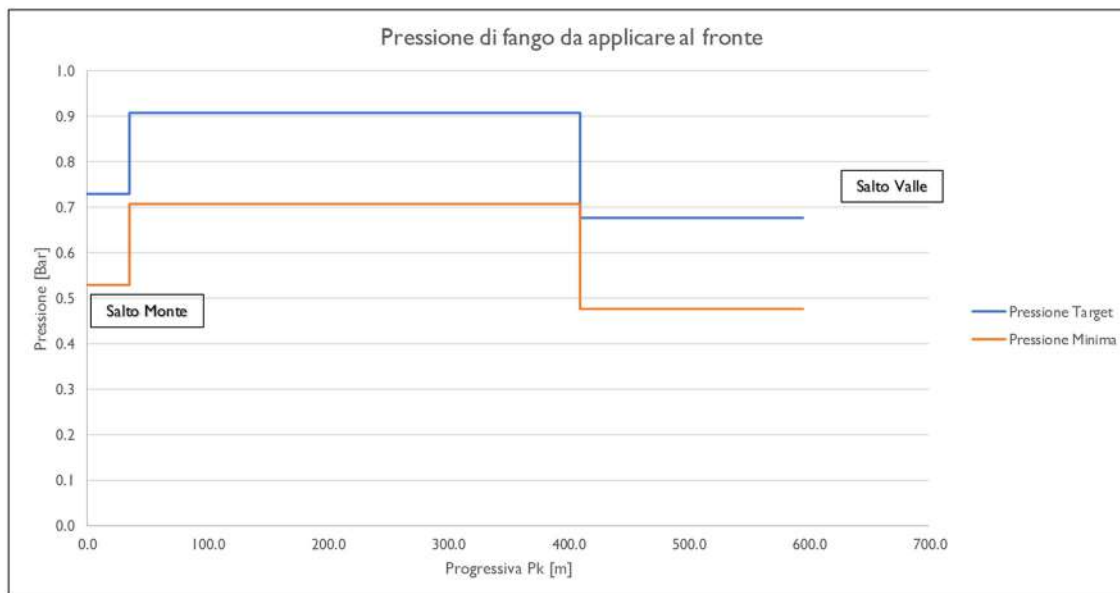
**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: **Attraversamento fiume Salto (Cop. Max)**

4) Rappresentazione grafica

Posizione	Progressiva [m]	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]	$P_s$ [BAR]
SM-SV (UGR) 1/3	0	0.7	0.5
SM-SV (ALL) 2/3	35	0.9	0.7
SM-SV (UGR) 3/3	410	0.7	0.5
	595		



**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: Attraversamento fiume Salto (Cop. Min)

**4) Applicazione numerica**

**4.1) Geometria**

Posizione	Progressiva [m]	C [m]	Z <sub>w</sub> [m]
SM-SV (UGR) 1/3	0	12.5	8
SM-SV (ALL) 2/3	35	5.5	-1.5
SM-SV (UGR) 3/3	410	7.5	3.5
-	-	-	-

**4.2) Dati di ingresso**

Simbolo	Valore	Coefficiente di sicurezza	Valore con coefficiente di sicurezza
D	3	1	3
eZ <sub>sl</sub>	0.15	1	0.15
γ	21.6	1	21.6
γ' = γ - γ <sub>w</sub>	11.8	1	11.8
γ <sub>sl</sub>	11.5	1	11.5
γ <sub>w</sub>	9.8	1	9.8
v	20	1	20
q	20	1.5	30
Δh	0	1	0
c'	0	1.2	0
φ'	32.5	1	32.5
tg(φ')	0.637	1.2	0.531

Questi valori saranno utilizzati  
per il calcolo

**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**  
**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**  
**Applicazione: Attraversamento fiume Salto (Cop. Min)**

**4.3) Determinazione dei coefficienti  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$**

C	C/D	C+D	$h_0$	$(h_0-D)/D$	1.5·D	$F_0$	$F_1$	$F_2$	$F_3$
12.5	4.2	15.5	7.5	1.5	4.5	0.19	0.20	0.47	0.102
5.5	1.8	8.5	10	2.3	4.5	0.21	2.25	0.47	0.094
7.5	2.5	10.5	7	1.3	4.5	0.19	0.20	0.48	0.10
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**4.4) Calcolo della pressione target in calotta del tunnel  $P_{St(Crown)}$**

C	$Z_0$	$Z_w$	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	$P_{St(Crown)}$
12.5	14	8	44.1	6.7	0.4	20	71
5.5	7	-1.5	68.6	7.4	4.3	20	100
7.5	9	3.5	39.2	6.7	2.1	20	68
-	-	-	-	-	-	-	-

**4.5) Calcolo della pressione target di fango n°1  $P_{St(S1)}$**

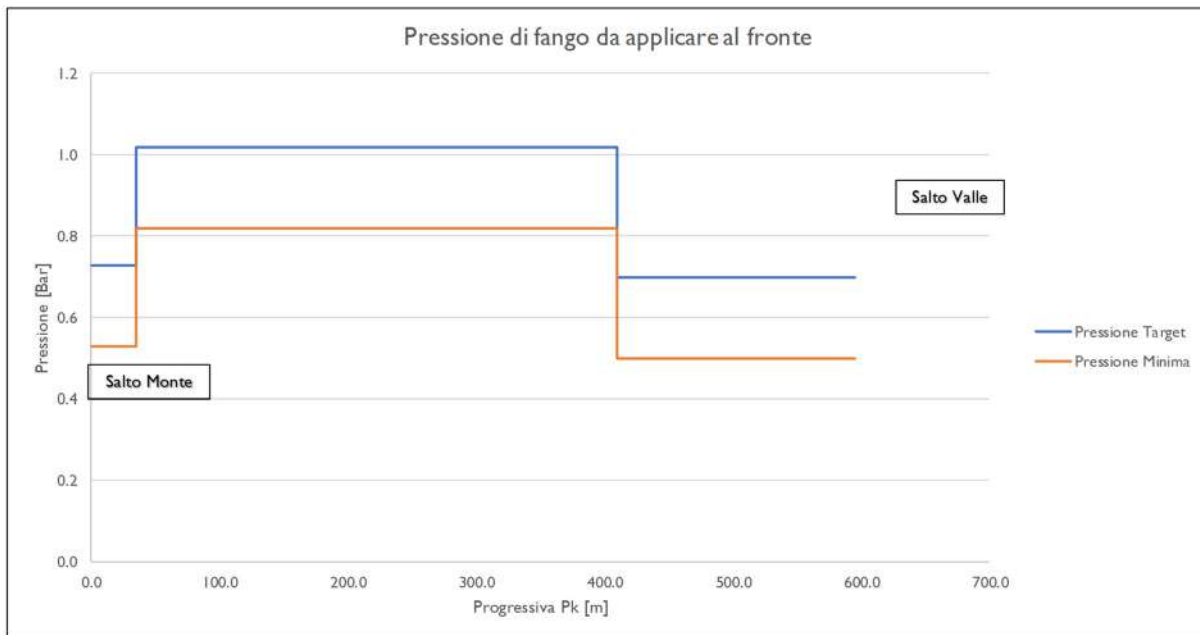
C	$Z_{s1}$	$P_{St(Crown)}$	$(Z_{s1}-C) \cdot \gamma_{SL}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]
12.5	12.65	71	1.725	73	0.7
5.5	5.65	100	1.725	102	1.0
7.5	7.65	68	1.725	70	0.7
-	-	-	-	-	-

**4.6) Durante lo scavo la pressione non può scendere oltre  $P_s$**

$P_{St(S1)}$	v	$P_s$	$P_s$ [BAR]
73	20	53	0.5
102	20	82	0.8
70	20	50	0.5
-	-	-	-

4) Rappresentazione grafica

Posizione	Progressiva [m]	$P_{St(Sl)}=P_{St}$ [BAR]	$P_s$ [BAR]
SM-SV (UGR) 1/3	0	0.7	0.5
SM-SV (ALL) 2/3	35	1.0	0.8
SM-SV (UGR) 3/3	410	0.7	0.5
	595		



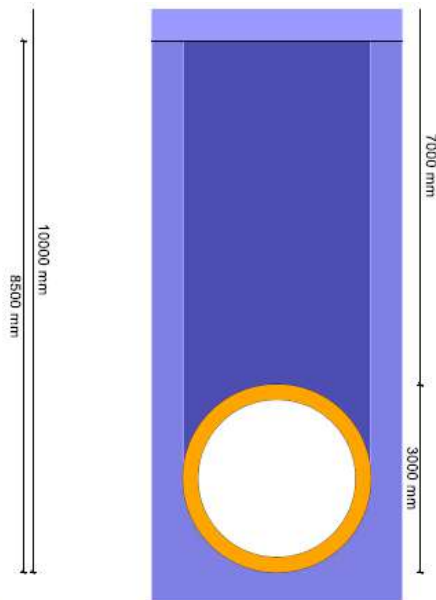
La spinta massima che la testa fresante deve applicare al fronte per mantenere il cavo stabile lungo la tratta Salto Valle – Salto Monte è di circa 1.0 Bar.

## 7.5 Verifica a galleggiamento

Di seguito è riportata la verifica a galleggiamento, la verifica è stata condotta utilizzando le coppie copertura/quota di falda che portino al minor fattore di sicurezza.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)

The uplift proof uses the real ground water level  $h_{W,max}$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h'_{min}$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:  
Soil:  
Load factor dead weight:

YQ	1.05	[-]
Yu	0.95	[-]
YG	0.95	[-]

Outer radius:

$r_a$	1,500.0	mm
-------	---------	----

$$V = r_a^2 \cdot \pi$$

$$V = V_A$$

Displaced volume:

V	7.07	m <sup>3</sup> /m
---	------	-------------------

$$Q_r = V \cdot \gamma_w$$

Lifting force:

$Q_r$	70.69	kN/m
-------	-------	------

$$Q_{r,d} = Q_r \cdot Y_Q$$

Buoyancy, design:

$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
-----------	-------	------

Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Cover height:	$h$	5.5	m
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	10.0	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	$h_n$	5.50	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot \gamma_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot \gamma_{B,A}) \cdot D_a$			
Soil:	$Q_{r1}$	165.00	kN/m
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot \gamma_u$			
Building ground, design:	$Q_{r1,d}$	156.75	kN/m
$A_{FZ} = \frac{[ 2 \cdot r_a ]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$			
Area Angle triangle, dry:	$A_{FZ}$	0.00	m <sup>2</sup>



**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

$$A_{FZ'} = \frac{[2 \cdot r_a]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$$

Surface Angle triangle, wet:

$A_{FZ'}$       0.97      m<sup>2</sup>

$$F_Z = A_{FZ'} \cdot \gamma_{B',A}$$

Force from load angle triangle:

$F_Z$       9.66      kN/m

$$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$$

Force from load angle triangle, design:

$F_{Z,d}$       9.17      kN/m

Inner radius:

$r_i$       1,250.0      mm

Radial cross section:

$A_{rad}$       250.00      mm<sup>2</sup>/mm

Specific gravity:

$\gamma_R$       25.0      kN/m<sup>3</sup>

$$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ([r_i + A_{rad}]^2 - r_i^2)$$

Deadweight:

$G_m$       54.00      kN/m

$$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$$

Dead load, design:

$G_{m,d}$       51.30      kN/m

$$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$$

Counterforces, design:

$Q_{g,d}$       217.22      kN/m

$$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$$

Buoyancy, design:

$Q_{r,d}$       74.22      kN/m

$$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$$

Utilisation buoyancy:

$U$       34.2      %

The uplift proof is fulfilled.

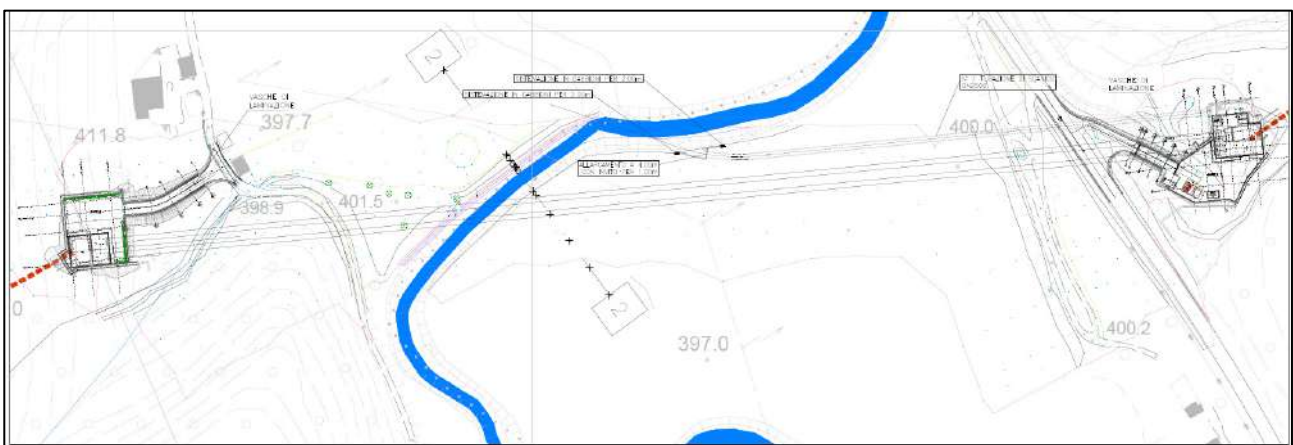
All necessary proofs are ok.

## 8 ATTRAVERSAMENTO FIUME TURANO

Il seguente capitolo affronta lo studio delle tratte scavate con tecnica Microtunnel lungo l’attraversamento del fiume Turano di cui si sono prodotte le verifiche per la determinazione delle sottostazioni intermedie e le verifiche strutturali in direzione trasversale:

Di seguito un quadro sinottico delle caratteristiche delle varie tratte in progetto:

<b>Tratta</b>	<b>L</b>	<b>C<sub>MAX</sub></b>	<b>W<sub>C,MAX</sub></b>	<b>C<sub>MIN</sub></b>	<b>W<sub>C,MIN</sub></b>	<b>Unità</b>
	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m da P.C.]</b>	<b>[m]</b>	<b>[m da P.C.]</b>	<b>-</b>
Attraversamento Turano 1/3	100	21	15	12.5	6.5	UGR
Attraversamento Turano 2/3	280	7.5	0.5	5	-1.5	ALL
Attraversamento Turano 3/3	150	23	17	7.5	0.5	UGR



**Figura 8.1 – Inquadramento planimetrico Attraversamento fiume Turano**

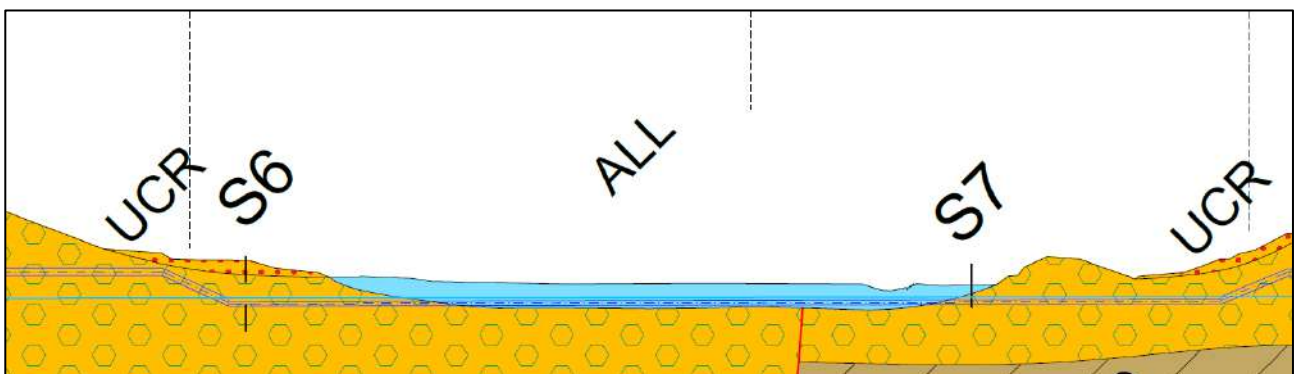
## 8.1 Inquadramento geotecnico

L’opera in oggetto risulta scavata parzialmente all’interno dell’unità geotecnica denominata ALL (Fiume Turano) e nell’unità UGR.

L’unità geotecnica denominata ALL è composta prevalentemente da terreni sciolti sabbioso-limosi, sabbioso-ghiaiosi associabili alla categoria G2 definita nella DWA-A 161E con scavo in terreni sciolti.

Per quanto riguarda la caratterizzazione meccanica dell’unità geotecnica denominata UGR, ai fini del dimensionamento dei conci, per coperture dell’ordine dei 20m, si è deciso di considerare dappertutto la presenza dei conglomerati nella loro facies destrutturata, trascurando quindi la facies litoide con cui la stessa formazione si presenta (fare riferimento all’allegato 5 della relazione geotecnica “*Gallerie Scavo Meccanizzato*”). Tale unità è associabile alla categoria G1 definita nella DWA-A-161E con scavo in terreni misti sciolti/rocciosi.

Di seguito cui si richiamano brevemente le principali caratteristiche meccaniche di interesse (per maggiori dettagli si rimanda alla relazione geologica):



**Figura 8.2 - Sezione geotecnica**

ALL UGR

Soil group	Specific gravity, moist	Specific gravity under uplift	Friction angle	Basic value of the deformation modulus (natural soils)	Stress exponent
	$\gamma_B$	$\gamma'_B$	$\varphi$	$E_0$	$z$
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	°	N/mm <sup>2</sup>	–
G1	20	11	32.5	50	0.4
G2	20	11	30	30	0.5
G3	20	10	25	20	0.6
G4	20	10	15	15	0.7

**Figura 8.3 – Caratteristiche geotecniche**

Per la determinazione del valore della densità relativa da associare a ciascuna unità geotecnica si è fatto riferimento alle prove penetrometriche dinamiche di tipo pesante DPSH per l’unità ALL mentre per l’unità UGR si è fatto riferimento alle prove penetrometriche dinamiche di tipo Standard associate alle formulazioni empiriche di:

- Skempton (1948) A=43.3 B=21.7 per l’unità UGR
- Gibbs e Holtz (1957)
- Bazaraa (1967)
- Meyerhof (1957)
- Schultze e Mezambach (1961)
- Terzaghi e Peck (1948)

Per l’unità ALL sono stati presi a riferimento i risultati delle prove penetrometriche DPSH eseguite lungo le verticali DPSH1, DPSH2, DPSH3 e DPSH4 mentre per l’unità UGR si sono presi a riferimento i risultati indicati nell’ allegato 5 della relazione geotecnica "Gallerie Scavo Meccanizzato". Di seguito è riportata la variazione della densità relativa con la profondità:

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH1**

**TERRENI INCOERENT I**

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Ghiaie e sabbie	20.57	0.00-3.80	20.57	Meyerhof 1957	91.65
Strato (2) Ghiaia	75.2	3.80-4.20	75.2	Meyerhof 1957	100

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH2**

**TERRENI INCOERENT I**

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Limi sabbiosi	8.27	0.00-4.00	8.27	Meyerhof 1957	59.39
Strato (2) Ghiaie e sabbie	20.2	4.00-5.40	20.2	Meyerhof 1957	76.86
Strato (3) Ghiaia	75.2	5.40-5.60	75.2	Meyerhof 1957	100

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH3**

**TERRENI INCOERENT I**

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Limi sabbiosi	5.26	0.00-1.20	5.26	Meyerhof 1957	54.08
Strato (2) Ghiaie e sabbie	26.14	1.20-2.80	26.14	Meyerhof 1957	100
Strato (3) Ghiaia	75.2	2.80-3.00	75.2	Meyerhof 1957	100

**STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH4**

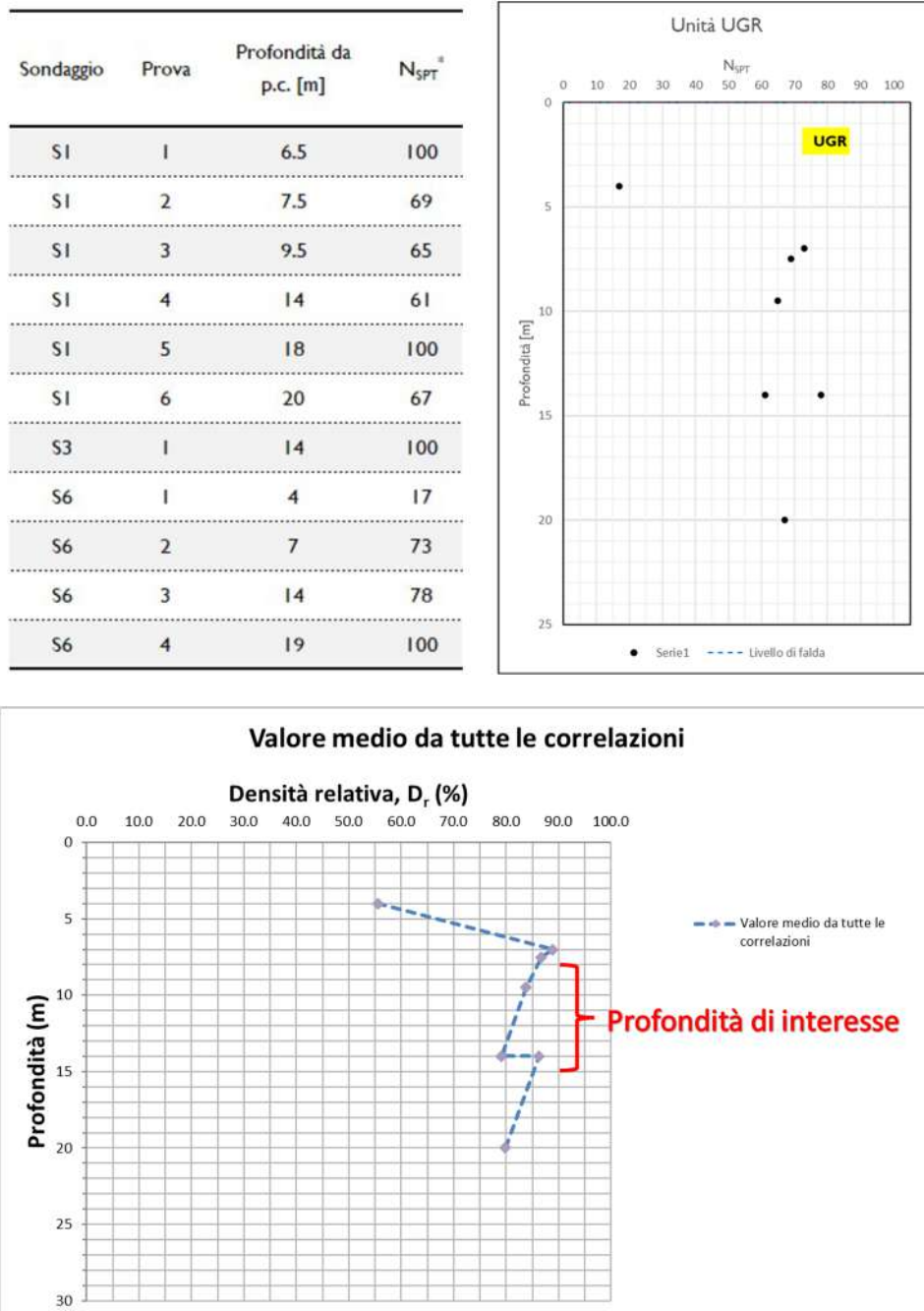
**TERRENI INCOERENT I**

Densità relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densità relativa (%)
Strato (1) Limi sabbiosi	3.76	0.00-1.60	3.76	Meyerhof 1957	45.01
Strato (2) Ghiaie e sabbie	15.79	1.60-5.20	15.79	Meyerhof 1957	73.79

**Figura 8.4 – Variazione con la profondità della densità relativa per l’unità ALL**

Trascurando i valori per il quale  $D_r=100\%$  si è ricavata una densità relativa media del 65%.



**Figura 8.5 – Variazione con la profondità della densità relativa per l’unità UGR**

A partire dal valore della densità relativa si sono determinati i parametri  $f_1$ ,  $K_1$  e  $\delta$  riportati nella tabella 3 della DWA-1-161E.

**ALL** **UGR**

Non-cohesive soil G1, G2	Very loose	Loose	Loose to medium density	Medium density	Medium density to dense	Dense	Dense to very dense	Very dense
Packing density $D$	$\leq 0.2$	0.25	0.3	0.4	0.5	0.65	0.8	$\geq 1$
Factor $f_1$	0.1	0.25	0.3	0.4	0.6	0.8	1	1.5
Soil pressure ratio $K_1$	$0.3^{1)}$	$0.3^{1)}$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
Friction angle in shear joint $\delta$ ( $^\circ$ )	$0^{1)}$	$0^{1)}$	$\phi/3$	$\phi/2$	$\phi/2$	$2 \times \phi/3$	$\phi$	$\phi$
COMMENTS If the packing density is known, intermediate values can be interpolated linearly. If the numerical values for the packing density are unknown, the respective lower limits of the range are to be assumed in each case. 1) Use of these values in equations (8) and (9) results in $\kappa = \kappa_0 = 1$ .								

## **8.2 Analisi longitudinale (Calcolo della forza di spinta)**

Come evidenziato nei paragrafi precedenti la natura dei terreni da scavare che nel caso specifico si tratta di terreni rocciosi mediamente fratturati e sciolti prevalentemente sabbioso-limosi, sabbioso-ghiaiosi.

Per il calcolo della spinta ci si è riferiti ad una copertura media pari a circa 6.5m per i tratti ricadenti nell’unità ALL e pari a circa 16m per i tratti ricadenti nell’unità UGR.

Di seguito si riporta un quadro sinottico del numero di sottostazioni intermedie necessarie per ogni tratta, il calcolo della forza di spinta massima (calcolata con l’ausilio del software *easypipe*) per ogni sottostazione ricavata secondo le indicazioni della DWA 161 e delle FSTT.

<b>Tratta</b>	<b>L</b>	<b>L<sub>Sottostazioni</sub></b>	<b>F<sub>Spinta</sub></b>	<b>N° Sottostazioni</b>
	<b>[m]</b>	<b>[m]</b>	<b>[MN]</b>	
Attraversamento Turano 1/3	100	63	9.6	1
Attraversamento Turano 2/3	280	59	9.6	4
Attraversamento Turano 3/3	150	63	9.6	2



**1.2.6 Proof of admissibility of jacking force**

1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	t <sub>R,min</sub>	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	A <sub>R</sub>	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	γ <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Characteristic strength of pipe material.:	f <sub>k</sub>	50.00	N/mm <sup>2</sup>
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	f <sub>tm</sub>	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	E <sub>R,ax</sub>	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	γ <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	f <sub>d</sub>	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	----------------	-------	-------------------

1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	R <sub>Plan</sub>	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	L <sub>R</sub>	2.30	m

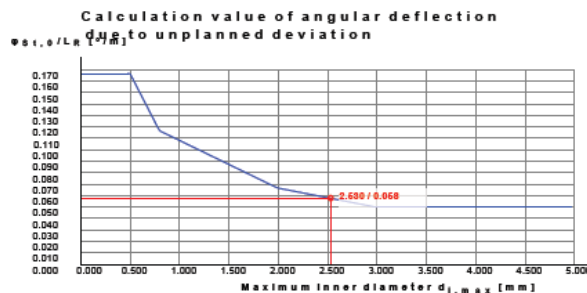
$$\varphi_R = \arctan \left( \frac{L_R}{R_{Plan}} \right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	φ <sub>R</sub>	0.000	°
---	----------------	-------	---

φ<sub>R</sub> was assumed as 0°, as for φ<sub>R</sub> < 0,05° the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	φ <sub>R</sub>	0.000	°
--	----------------	-------	---

Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
-------------------------	--------------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	φ <sub>st,0</sub> /L <sub>R</sub>	0.058	°/m
---	-----------------------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0}/L_R \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	φ <sub>St</sub>	0.196	°
--	-----------------	-------	---

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan\left(\frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}}\right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
---	--------------------------	-------	---

Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
--	--------	------	-----

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}) ; \varphi_{St}; \varphi_{\Delta a,cal}] \quad (92)$$

Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°
---	-----------------	-------	---

1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

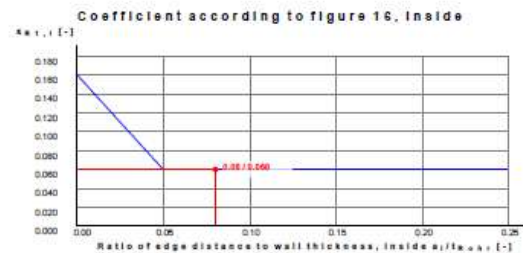
*Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)*

Flake board (P5, P7)

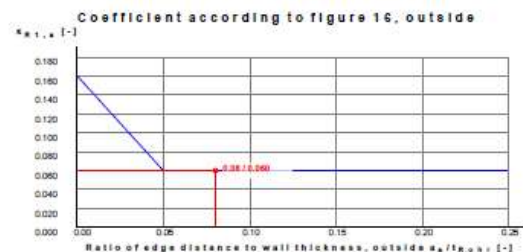
Outer diameter of PTR:	$d_{a,DÜR}$	2,872.2	mm
Inner diameter of the PTR:	$d_{i,DÜR}$	2,559.8	mm
Outer edge distance of PTR:	$a_{a,DÜR}$	14.9	mm
Inner edge distance of PTR:	$a_{i,DÜR}$	14.9	mm
Width of PTR:	$t_{DÜR}$	156.2	mm
Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,min}$	186.0	mm

$$K_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

Ratio $t_{DÜR}$ to $t_{Rohr}$ :	$K_t$	1.190	[-]
---------------------------------	-------	-------	-----



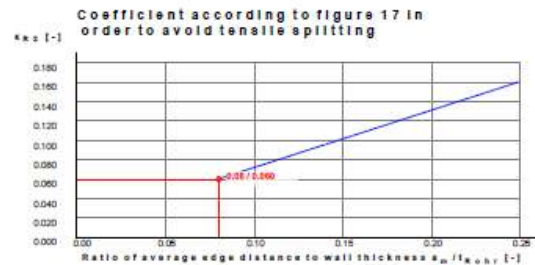
Ratio of edge distance to wall thickness, inside:	$a_i/t_{Rohr}$	0.080	[-]
Coefficient according to figure 16, inside:	$K_{R1,i}$	0.060	[-]



Ratio of edge distance to wall thickness, outside:	$a_a/t_{Rohr}$	0.080	[-]
Coefficient according to figure 16, outside:	$K_{R1,a}$	0.060	[-]

$$K_{R1} = \text{max}(K_{R1,i}, K_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:	$K_{R1}$	0.060	[-]
--	----------	-------	-----



Ratio of average edge distance to wall thickness:  
Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:

$d_{a,m}/t_{Rohr}$	0.080	[-]
KR2	0.060	[-]

$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:  
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:

KR	0.060	[-]
$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>

$$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R} \quad (98)$$

Coefficient for permissible compressive stress:

$\alpha_{D,T}$	1.000	[-]
----------------	-------	-----

$$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot K_t \cdot f_d \quad (97)$$

Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:

$\sigma_{cal}$	44.09	N/mm <sup>2</sup>
----------------	-------	-------------------

Estimated thrust force, control variable:

$F_j$	9,528	kN
-------	-------	----

$$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$$

Evenly distributed stress in the PTR:

$\sigma_{0DÜR}$	7.15	N/mm <sup>2</sup>
-----------------	------	-------------------

$$\sigma_I = 2 \cdot \sigma_{0DÜR} \quad (107)$$

Relevant stress of preload:

$\sigma_I$	14.29	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$$\sigma_I/\sigma_{cal} = \frac{\sigma_I}{\sigma_{cal}}$$

Percentage of preload:

$\sigma_I/\sigma_{cal}$	32.4	%
-------------------------	------	---

#### 1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring

Layer 1

Flake board (P5, P7)

Layer thickness:

$s_d$	20.00	mm
-------	-------	----

$$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6(\sigma_I/\sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53(\sigma_I/\sigma_{cal}) + 6108.7(\sigma_I/\sigma_{cal})^2 - 14090(\sigma_I/\sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130(\sigma_I/\sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835) \quad (109)$$

Stiffness of the layer:

$E_{cal}$	588.62	N/mm <sup>2</sup>
-----------	--------	-------------------

$$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}} \quad (102 / 111)$$

Deformation component of the layer:

$\Delta s_{DÜR,S}$	5.5	mm
--------------------	-----	----

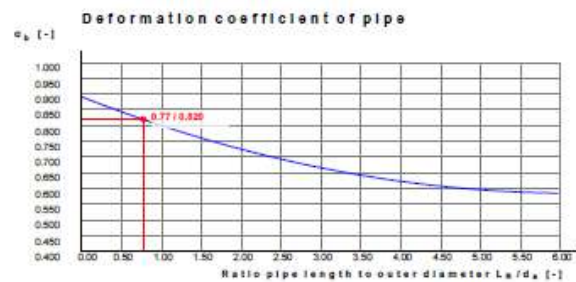
1.2.6.5 Deformation of pipe

$$\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot \frac{t_{DÜR}}{t_{R,min}} \tag{103b}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{cal} \cdot t_{DÜR}}{t_{R,min}}$$

Calculated compressive stress in pipe material:

$\sigma_{max}$  37.04 N/mm<sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$L_R/d_a$  0.77 [-]

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \tag{105}$$

Deformation coefficient of pipe:

$\alpha_b$  0.820 [-]

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \ \& \ \geq 0$$

Coefficient:

$\alpha_\varphi$  0.000 [-]

$$K_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi) \tag{104}$$

Deformation factor of pipe:

$K_{ab}$  0.500 [-]

$$\Delta S_R = \frac{\sigma_{max} \cdot K_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \tag{103a}$$

Deflection component of jacking pipe:

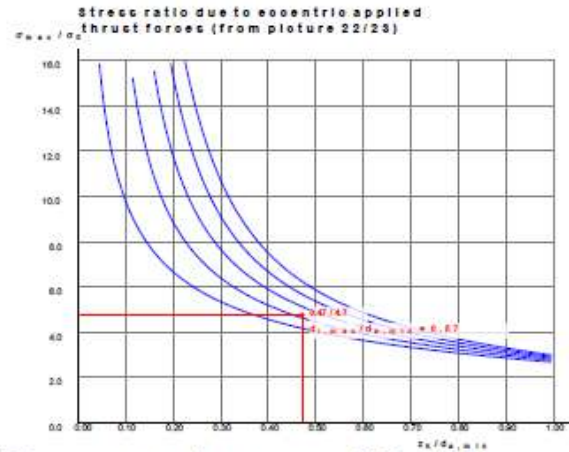
$\Delta S_R$  1.1 mm

*Result*

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta S_{DÜR} + \Delta S_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \tag{101}$$

Joint gap dimension:

$z_k/d_{a,min}$  0.47 [-]



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$$A_R = \frac{(d_{a,\min}^2 - d_{i,\max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:  
Partial safety factor for loads, longitudinal:

$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
$\gamma_{F,ax}$	1.30	[-]

$$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}}$$

(113)

Permissible thrust force:

$F_j$	9,528	kN
-------	-------	----

$$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{\max} / \sigma_0$$

(113)

Axial stress, Design value acting in the spigot end:

$\sigma_{x,d}$	-37.04	N/mm <sup>2</sup>
----------------	--------	-------------------

$$A_{R,0} = \frac{([d_i + 2 \cdot A_{ax}]^2 - d_i^2) \cdot \pi}{4}$$

Area for axial pressure beyond coupling zone:

$A_{R,0}$	21,598.45	cm <sup>2</sup>
-----------	-----------	-----------------

$$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{\max} / \sigma_0$$

(113)

Axial stress in the pipe. Design value:

$\sigma_{x,d,0}$	-27.21	N/mm <sup>2</sup>
------------------	--------	-------------------

Riferimento: FSTT (Microtunnel & Horizontal Drilling: Recommendation)

**Microtunnel Attraversamento Turano (ALL)**

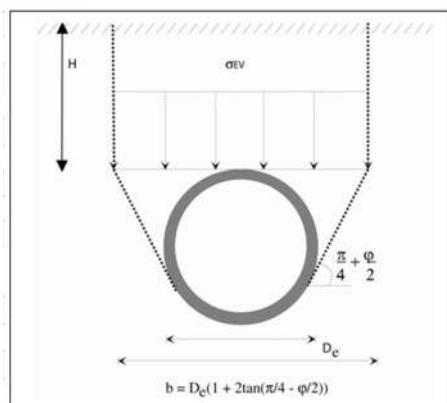
**DATI TERRENO**

Terreno	Granulare	-	Tipo di terreno
$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
$c_u$	-	kPa	Coesione non drenata (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$I_L$	-	-	Indice di liquidità (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$c'$	0	kPa	Coesione drenata (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
$\varphi'$	30	°	Angolo di resistenza a taglio (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
E	30	MPa	Modulo elastico del terreno
$\nu$	0.3	-	Coefficiente di Poisson

**DATI GEOMETRIA E TUBAZIONE**

$d_e$	3	m	Diametro esterno di scavo
$H_t$	6.50	m	Altezza ricoprimento
$H_w$	0	m	Profondità falda dal P.C. (Mettere 1000 se non presente)
$S_t$	0.25	m	Spessore tubazione
$R_e$	1.5	m	Raggio di scavo esterno
$R_i$	1.25	m	Raggio di scavo interno
$d$	0	m	Distanza Fronte scavo - sostegno calotta
$\gamma_{TUB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico condotta
$q_s$	20	kPa	Pressione al piano campagna
Oil	Si	-	Lubrificazione Cavo
Tratto	Rettilineo	-	Specificare se in curva o rettilineo
L	280	m	Lunghezza della condotta
W	54.0	KN/m	Peso condotta al metro

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



#### ANALISI DI STABILITA' (Terreni coesivi)

$d/d_e$	0	-	Rapporto Lunghezza non sostenuta/Diametro di scavo
$H_t/d_e$	2.17	-	Rapporto Profondità scavo/Diametro di scavo
$T_C$	-	-	Fattore capacità portante per terreni Coesivi (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$\sigma_T$	-	kPa	Pressione al fronte per mantenere il cavo stabile
Stato	-	-	

#### CONVERGENZA DEL CAVO

$k$	1.000	-	Coefficiente di spinta orizzontale terreno
$b$	5.2	m	Larghezza del cuneo ti terreno disturbato
$q_0$	1.6	kPa	Tensione risultante alla profondità di scavo dovuta al sovraccarico
$k_l$	0.529	-	Coefficiente che tiene conto dell'effetto arco
$\sigma_{Ev}$	131.6		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo
$\sigma_{EvI}$	101.0		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo con effetto arco
$\sigma_v$	161.6	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo
$\sigma_{vI}$	131.0	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo con effetto arco
E.A	Si	-	Effetto arco presente se $H_t > b$
$\sigma_{v,CAL}$	131.0	kPa	Tensione totale verticale di calcolo
$\sigma_{h,CAL}$	131.0	kPa	Tensione totale orizzontale di calcolo
$\Delta u_{v,el}$	23.8	mm	Covergenza del cavo in calotta caso elastico
$\Delta u_{h,el}$	23.8	mm	Covergenza del cavo alle reni caso elastico
$\Delta u_{pl}$	-	mm	Covergenza del cavo metodo convergenza confinamento
Mezzo	Elastico	-	Tipo di comportamento del terreno
$\Delta u$	23.8	mm	Covergenza del cavo
$\Delta u_{max}$	20	mm	Sovrascavo

#### CALCOLO FORZA D'ATTRITO DINAMICA

Adesione	Completa	-	Se $\Delta u < \Delta u_{max}$ adesione completa del terreno sullo scudo della macchina Se $\Delta u > \Delta u_{max}$ adesione parziale del terreno sullo scudo della macchina
$\mu_{GR}$	0.04	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Granulari)
$\mu_{Co}$	0.1	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo stabile)
$\beta$	0.6	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo instabile)
$n$	802.7	kN/m	Sforzo normale agente al metro di condotta (Stein, 1989)
$c_{ur}$	-	kPa	Coesione non drenata rimaneggiata (Leuriet et al. 1983)
Up-Lipt	Si	-	Verifica a galleggiamento durante la spinta (solo in caso di cavo stabile)
$F_{LAT}$	8.0	MN	Forza d'attrito dinamica per tutto lo sviluppo della condotta

**CALCOLO RESISTENZA AL FRONTE**

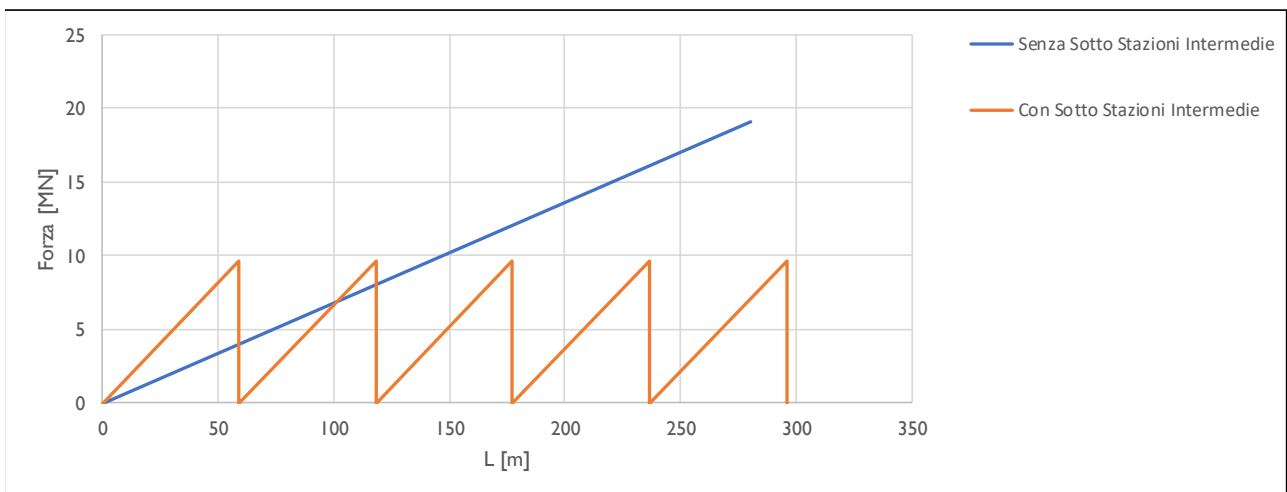
Terreno	<b>Sabbia</b>	-	<i>Tipo terreno</i>
Valore	<b>Medio</b>	-	
$r_p$	1000	kPa	<i>Resistenza apparente in testa (FSTT)</i>
<b><math>R_p</math></b>	<b>7.07</b>	<b>MN</b>	<b>Resistenza al fronte</b>

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO STATICA**

Stop	<b>Per una notte</b>		
f	1.5	kPa	<i>Resistenza da fermo cantiere</i>
<b>R</b>	<b>4.0</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito statica</b>

**CALCOLO NUMERO DI SOTTO STAZIONI INTERMEDIE**

<b><math>F_j</math></b>	<b>9.6</b>	<b>MN</b>	<b>Spinta massima Closed Joint/Open Joint</b>
$F_{max}$	19.1	MN	<i>Foza massima lungo l'intera tratta</i>
<b><math>L_{int}</math></b>	<b>59</b>	<b>m</b>	<b>Distanza tra stazioni intermedie di spinta</b>
<b>n</b>	<b>4.0</b>	<b>-</b>	<b>Numero di sottostazioni intermedie</b>





Riferimento: FSTT (Microtunnel & Horizontal Drilling: Recommendation)

**Microtunnel Attraversamento Fiume Turano (UGR)**

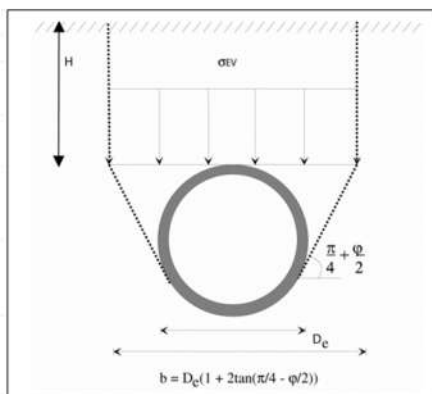
**DATI TERRENO**

Terreno	Granulare	-	Tipo di terreno
$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico terreno
$\gamma_w$	10	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico acqua
$c_u$	-	kPa	Coesione non drenata (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$I_L$	-	-	Indice di liquidità (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$c'$	0	kPa	Coesione drenata (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
$\varphi'$	33	°	Angolo di resistenza a taglio (mettere "-" se il terreno è Coesivo)
E	30	MPa	Modulo elastico del terreno
$\nu$	0.3	-	Coefficiente di Poisson

**DATI GEOMETRIA E TUBAZIONE**

$d_e$	3	m	Diametro esterno di scavo
$H_t$	16.00	m	Altezza ricoprimento
$H_w$	10	m	Profondità falda dal P.C. (Mettere 1000 se non presente)
$S_t$	0.25	m	Spessore tubazione
$R_e$	1.5	m	Raggio di scavo esterno
$R_i$	1.25	m	Raggio di scavo interno
$d$	0	m	Distanza Fronte scavo - sostegno calotta
$\gamma_{TUB}$	25	kN/m <sup>3</sup>	Peso specifico condotta
$q_s$	20	kPa	Pressione al piano campagna
Oil	Si	-	Lubrificazione Cavo
Tratto	Rettilineo	-	Specificare se in curva o rettilineo
L	250	m	Lunghezza della condotta
W	54.0	KN/m	Peso condotta al metro

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



**ANALISI DI STABILITA' (Terreni coesivi)**

$d/d_e$	0	-	Rapporto Lunghezza non sostenuta/Diametro di scavo
$H_e/d_e$	5.33	-	Rapporto Profondità scavo/Diametro di scavo
$T_C$	-	-	Fattore capacità portante per terreni Coesivi (mettere "-" se il terreno è Granulare)
$\sigma_T$	-	kPa	Pressione al fronte per mantenere il cavo stabile
Stato	-	-	

**CONVERGENZA DEL CAVO**

$k$	<b>1.000</b>	-	Coefficiente di spinta orizzontale terreno
$b$	5.0	m	Larghezza del cono di terreno disturbato
$q_0$	0.0	kPa	Tensione risultante alla profondità di scavo dovuta al sovraccarico
$k_I$	0.239	-	Coefficiente che tiene conto dell'effetto arco
$\sigma_{Ev}$	320.0		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo
$\sigma_{Evl}$	122.1		Tensione totale verticale a quota estradosso tubo con effetto arco
$\sigma_v$	350.0	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo
$\sigma_{vl}$	152.1	kPa	Tensione totale verticale a quota baricentro tubo con effetto arco
E.A	Si	-	Effetto arco presente se $H_e > b$
$\sigma_{v,CAL}$	152.1	kPa	Tensione totale verticale di calcolo
$\sigma_{h,CAL}$	152.1	kPa	Tensione totale orizzontale di calcolo
$\Delta u_{v,el}$	27.7	mm	Covergenza del cavo in calotta caso elastico
$\Delta u_{h,el}$	27.7	mm	Covergenza del cavo alle reni caso elastico
$\Delta u_{,pl}$	-	mm	Covergenza del cavo metodo convergenza confinamento
Mezzo	<b>Elastico</b>	-	Tipo di comportamento del terreno
$\Delta u$	27.7	mm	Covergenza del cavo
$\Delta u_{max}$	20	mm	Sovrascavo

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO DINAMICA**

Adesione	<b>Completa</b>	-	Se $\Delta u < \Delta u_{max}$ adesione completa del terreno sullo scudo della macchina Se $\Delta u > \Delta u_{max}$ adesione parziale del terreno sullo scudo della macchina
$\mu_{GR}$	0.03	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Granulari)
$\mu_{Co}$	0.1	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo stabile)
$\beta$	0.6	-	Attrito Terreno/Tubazione (Per terreni Coesivi e cavo instabile)
$n$	931.7	kN/m	Sforzo normale agente al metro di condotta (Stein, 1989)
$c_{ur}$	-	kPa	Coesione non drenata rimaneggiata (Leuriel et al. 1983)
Up-Lipt	Si	-	Verifica a galleggiamento durante la spinta (solo in caso di cavo stabile)
<b><math>F_{LAT}</math></b>	<b>6.5</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito dinamica per tutto lo sviluppo della condotta</b>

ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA

**CALCOLO RESISTENZA AL FRONTE**

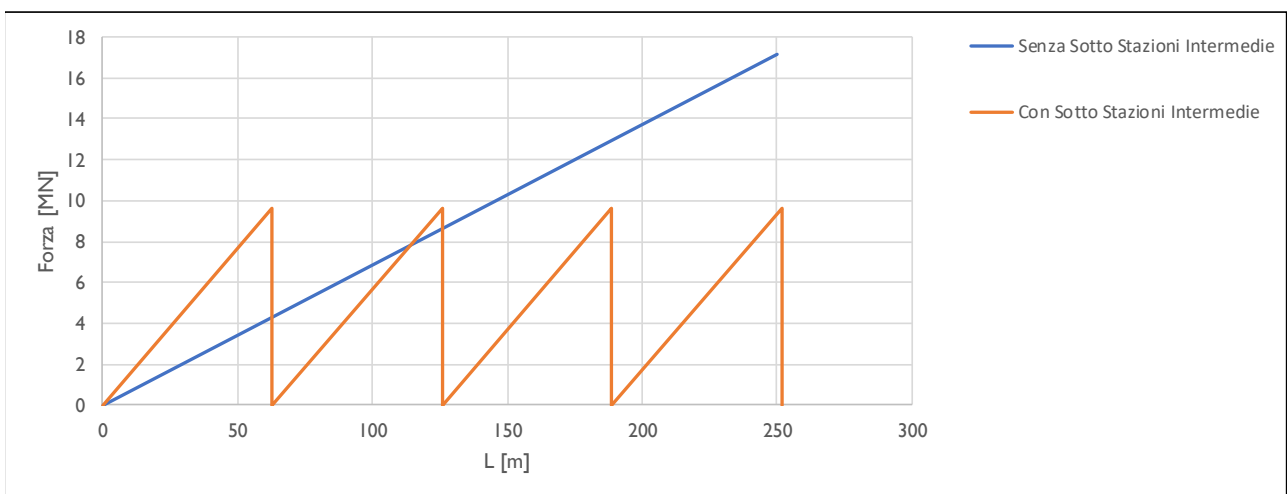
Terreno	<b>Sabbia</b>	-	Tipo terreno
Valore	<b>Medio</b>	-	
$r_p$	1000	kPa	Resistenza apparente in testa (FSTT)
<b><math>R_p</math></b>	<b>7.07</b>	<b>MN</b>	<b>Resistenza al fronte</b>

**CALCOLO FORZA D'ATTRITO STATICA**

Stop	<b>Per una notte</b>		
f	1.5	kPa	Resistenza da fermo cantiere
<b>R</b>	<b>3.5</b>	<b>MN</b>	<b>Forza d'attrito statica</b>

**CALCOLO NUMERO DI SOTTO STAZIONI INTERMEDIE**

<b><math>F_j</math></b>	<b>9.6</b>	<b>MN</b>	<b>Spinta massima Closed Joint/Open Joint</b>
$F_{max}$	17.1	MN	Forza massima lungo l'intera tratta
<b><math>L_{int}</math></b>	<b>63</b>	<b>m</b>	<b>Distanza tra stazioni intermedie di spinta</b>
<b>n</b>	<b>3.0</b>	<b>-</b>	<b>Numero di sottostazioni intermedie</b>



### 8.3 Analisi trasversale (Verifiche STR)

Le verifiche sono state condotte per i valori di minime coperture e massime coperture ricadenti rispettivamente nelle unità ALL (in corrispondenza del fiume Turano) e nell’unità UGR.

Tratta	L	C <sub>MAX</sub>	W <sub>C,MAX</sub>	C <sub>MIN</sub>	W <sub>C,MIN</sub>	Unità
	[m]	[m]	[m da P.C]	[m]	[m da P.C]	-
Attraversamento Turano 1/3	100	21	15	12.5	6.5	UGR
Attraversamento Turano 2/3	280	7.5	0.5	5	-1.5	ALL
Attraversamento Turano 3/3	150	23	17	7.5	0.5	UGR

#### 8.3.1 Combinazioni di carico

La combinazione di carico analizzata è quella che prevede la condotta vuota e che massimizza quindi i carichi esterni agenti sul mantello laterale. I coefficienti di amplificazione seguono quelli riportati nella normativa DWA 161-A. Il caso di tubazione non in falda non risulta pertinente in quanto per ogni tratta è stata rilevata una quota piezometrica superiore alla quota di scorrimento della tubazione.

Il calcolo viene eseguito sia in fase di scavo che in fase di esercizio (in allegato alla relazione si sono riportati i passaggi analitici eseguiti con l’ausilio del software *EasyPipe* per la determinazione delle sollecitazioni agenti in fase statica e di costruzione).

### *8.3.2 Analisi sismica*

Per la galleria naturale si definisce una vita nominale VN pari a 100 anni e una classe d’uso IV a cui corrisponde il coefficiente Cu pari a 2.0 (§ 2.4.2, DM 14/01/2018). Di conseguenza il periodo di riferimento per la definizione dell’azione sismica risulta pari a  $VR = VN \times Cu = 200.0$  anni.

Con riferimento alla probabilità di superamento dell’azione sismica, PVR, attribuita allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV), nel periodo VR dell’opera in progetto, si determina il periodo di ritorno TR del sisma di progetto. Sulla base delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno del sisma di progetto, TR, si ricavano i parametri che caratterizzano il sisma di progetto relativo al sito di riferimento, rigido ed orizzontale (Tabella 1 dell’allegato B del D.M. 17/01/2018):

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_c^*$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per tenere conto dei fattori locali del sito, l’accelerazione orizzontale massima attesa al sito è valutata con la relazione (DM 17/01/2018):

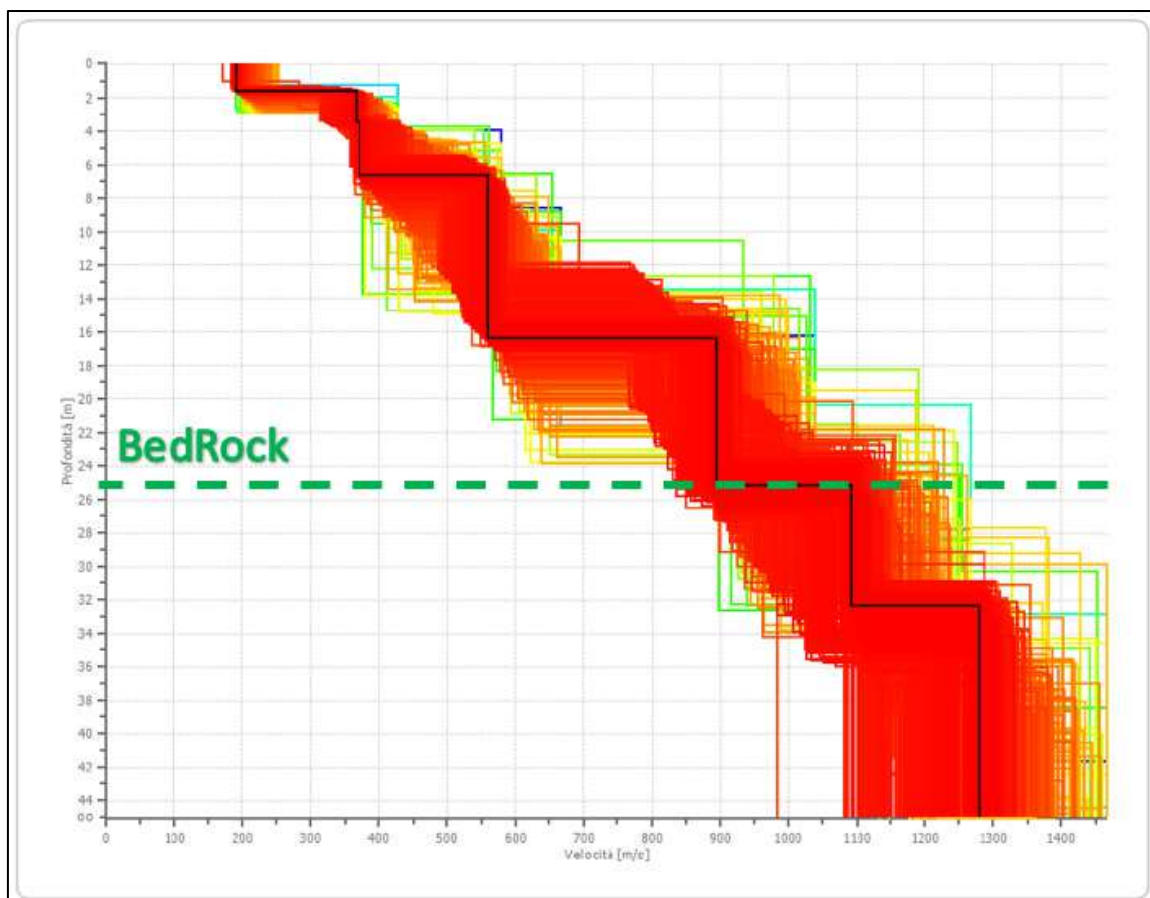
$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)$$

dove:

- $a_g$  è l’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.
- $S_S$  è il fattore di amplificazione stratigrafica del terreno, funzione della categoria del sottosuolo di fondazione e dei parametri sismici  $F_0$  e  $a_g/g$  (Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/2018);
- $S_T$  è il fattore di amplificazione che tiene conto delle condizioni topografiche, il cui valore dipende dalla categoria topografica e dall’ubicazione dell’opera (Tabella 3.2.VI del D.M. 17/01/2018).

### 8.3.2.1 Unità ALL

Per la determinazione del valore delle velocità delle onde di taglio e della posizione del bedrock si è fatto riferimento alla prova MASW6(2) (per maggiori dettagli riferirsi alla relazione geologica). Si è considerata una categoria di sottosuolo B ed una categoria topografica T1.



**Figura 8.6 – Risultati MASW 6(2)**

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere in progetto sono riassunti nella seguente tabella.

Azione Sismica			
Lat.	42.37773	°	
Long.	12.9172	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.273	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.13	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.308	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione delle azioni sismiche è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti e di seguito riportata:



**Dati Geometria**

D	3	m	Diametro galleria
R	5	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.25	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	60	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

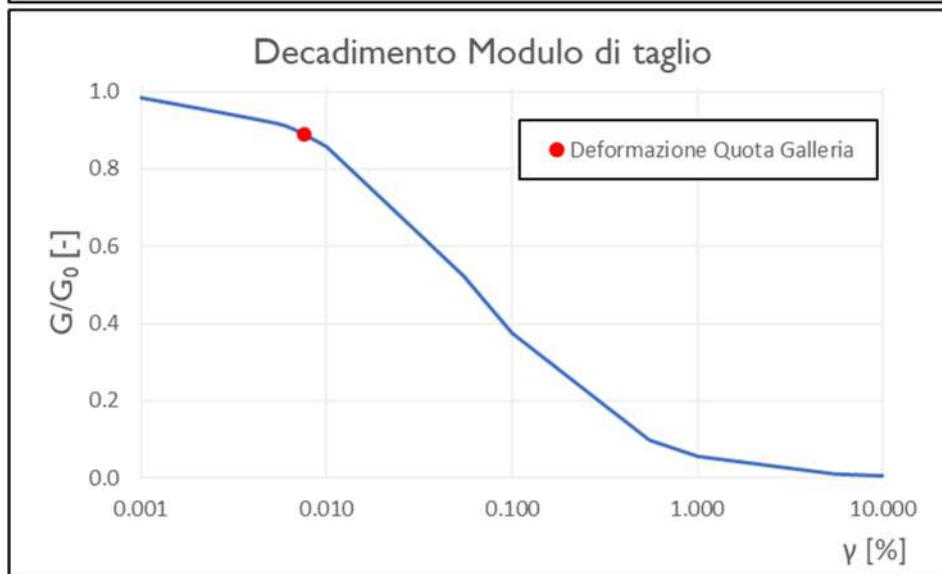
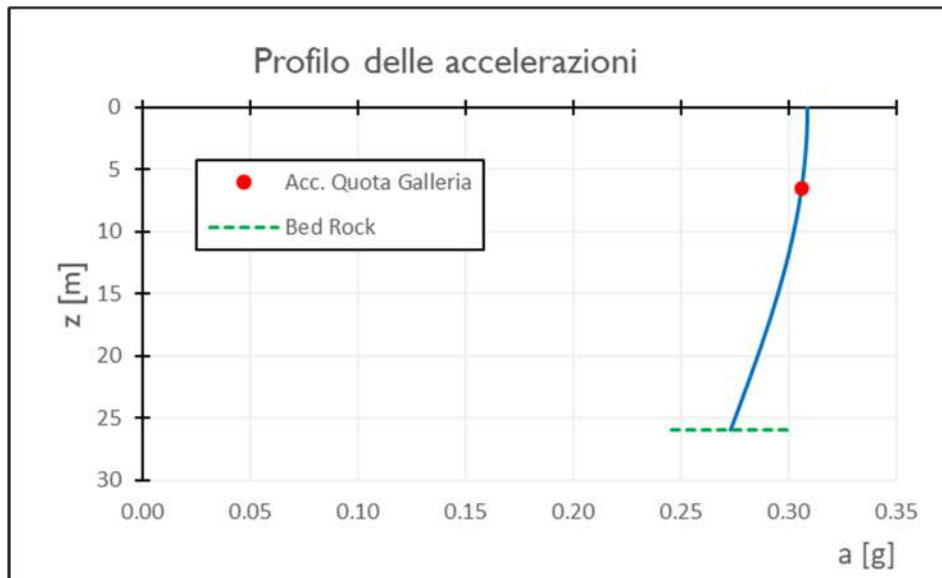
Tipo Terreno	<b>Sabbia</b>	Modello Hardin/Drnevich, $\gamma_{ref} = 0.06\%$ [Seed & Idriss (1970)]	
$\rho_b$	2000	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	26	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	541.3462	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

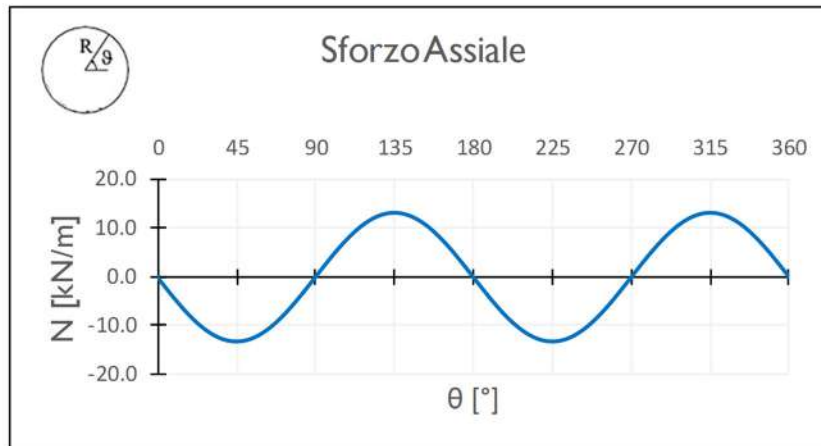
**Azione Sismica**

Lat.	42.37773	°	
Long.	12.9172	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.273	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.13	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.308	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.306	g	Accelerazione quota galleria
τ <sub>gall</sub>	39.2	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
γ <sub>gall</sub>	0.008	%	Distorsione quota galleria
G	520.7	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	1249.8	MPa	Modulo di Young abbattuto

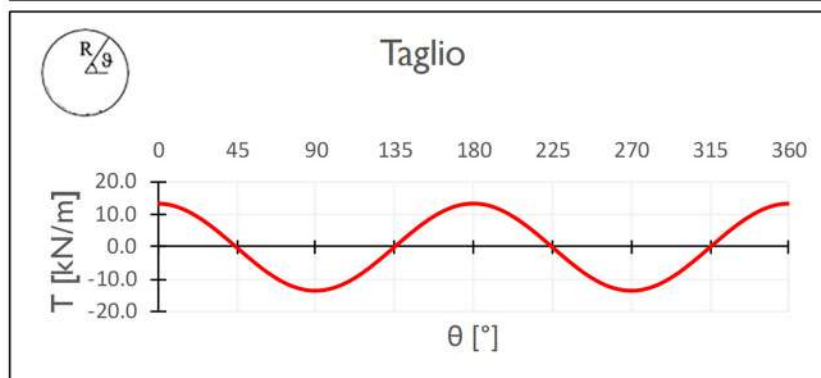
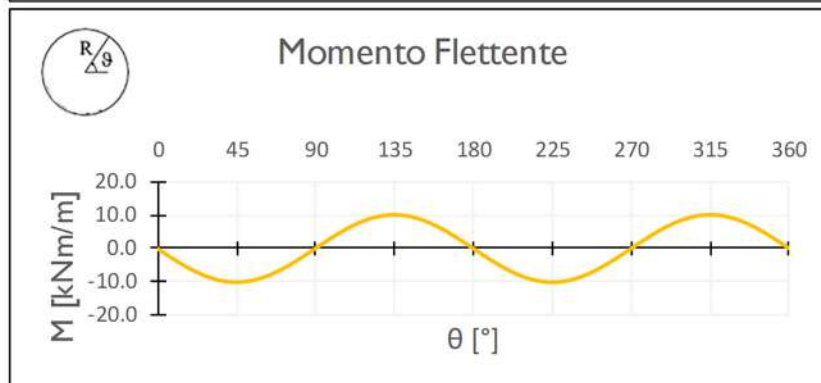




$N_{MAX}$ (kN/m)	13.2
$M$ (kNm/m)	9.9

$N_{MIN}$ (kN/m)	-13.2
$M$ (kNm/m)	-9.9

$T_{MAX}$ (kN)	13.2
$N$ (kN/m)	0



**Figura 8.7 – Risultati analisi sismica semplificata per l’unità geotecnica ALL**

### 8.3.2.2 Unità UGR

Per la determinazione del valore delle velocità delle onde di taglio si è fatto riferimento a quanto riportato nell’allegato 5 della relazione geotecnica "Gallerie Scavo Meccanizzato" ( $V_s=400\text{m/s}$ ) mentre, come per l’unità geotecnica ALL, per la determinazione della posizione del bedrock si è fatto riferimento alla prova MASW6(2) (per maggiori dettagli riferirsi alla relazione geologica). Si è considerata una categoria di sottosuolo B ed una categoria topografica T1.

I valori delle grandezze necessarie per la definizione dell’azione sismica per le opere in progetto sono riassunti nella seguente tabella.

Azione Sismica			
Lat.	42.37773	°	
Long.	12.9172	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
$C_u$	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$V_N$	100	anni	Vita nominale
$a_{g0}$	0.273	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.13	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
$a_{max}$	0.308	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

La valutazione delle azioni sismiche è stata effettuata attraverso un’analisi di risposta sismica locale semplificata secondo le modalità discusse nei paragrafi precedenti e di seguito riportata:

**Dati Geometria**

D	3	m	Diametro galleria
R	23	m	Ricoprimento

**Dati Rivestimento definitivo**

t	0.25	m	Spessore rivestimento
R <sub>ck,k</sub>	60	MPa	Resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo

**Dati Terreno**

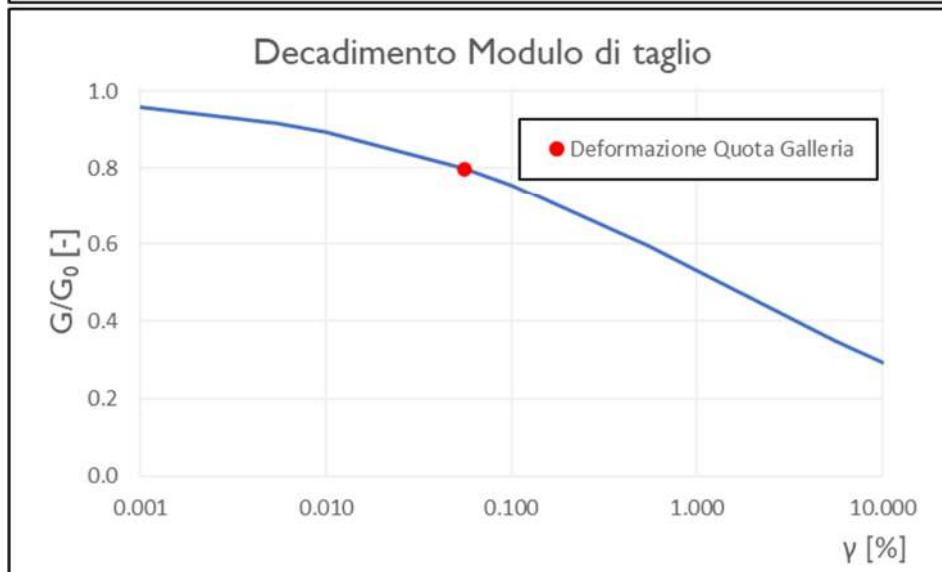
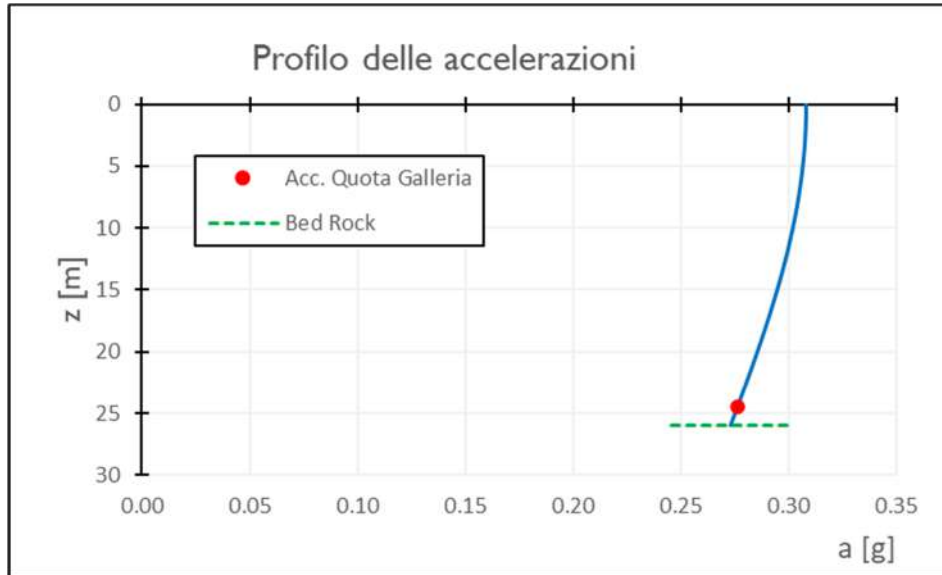
Tipo Terreno	<b>Roccia</b>	Model Sigmodal 3, a=1 b=-1 x=0.12 [Schnabel (1973)]	
ρ <sub>b</sub>	2000	kg/m <sup>3</sup>	Densità media del banco
H <sub>b</sub>	26	m	Altezza del banco
V <sub>s,b</sub>	400	m/s	Velocità delle onde di taglio del banco

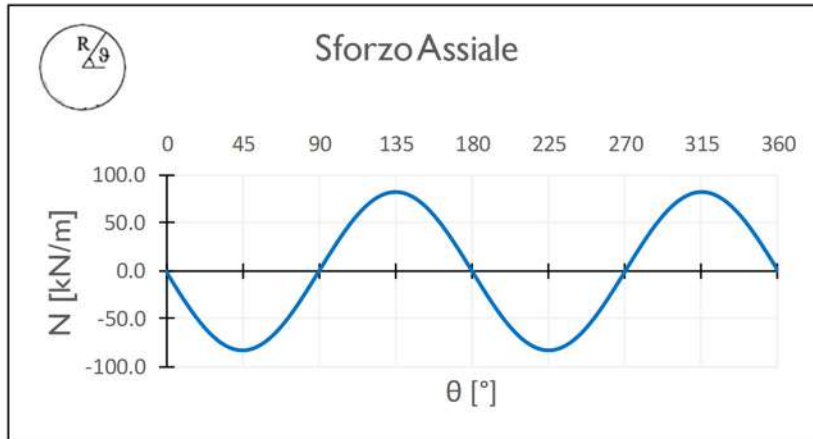
**Azione Sismica**

Lat.	42.37773	°	
Long.	12.9172	°	
Cat. Topografica	T1		
Cat. Sottosuolo	B		
C <sub>u</sub>	2	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
V <sub>N</sub>	100	anni	Vita nominale
a <sub>g0</sub>	0.273	g	Accelerazione attesa su affioramento
S	1.13	-	Coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica
a <sub>max</sub>	0.308	g	Accelerazione massima su suolo deformabile

**Risultati**

Metodo Utilizzato	PSI	Profilo delle accelerazioni Sinusoidale con la profondità	
a <sub>gall</sub>	0.276	g	Accelerazione quota galleria
τ <sub>gall</sub>	142.7	kPa	Tensione tangenziale quota galleria
γ <sub>gall</sub>	0.056	%	Distorsione quota galleria
G	255.3	MPa	Modulo di taglio abbattuto
E	612.7	MPa	Modulo di Young abbattuto

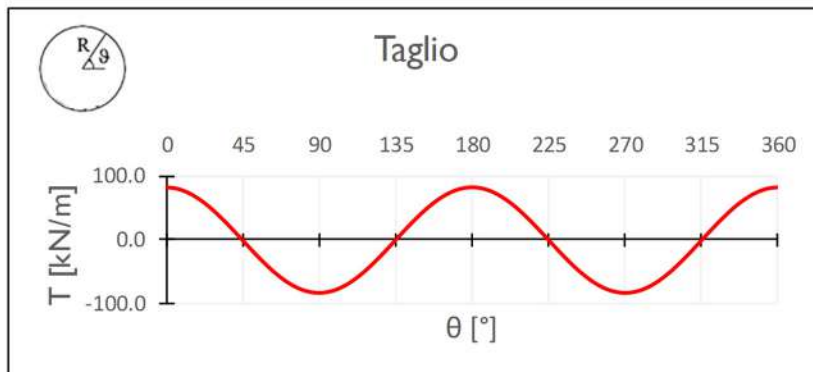
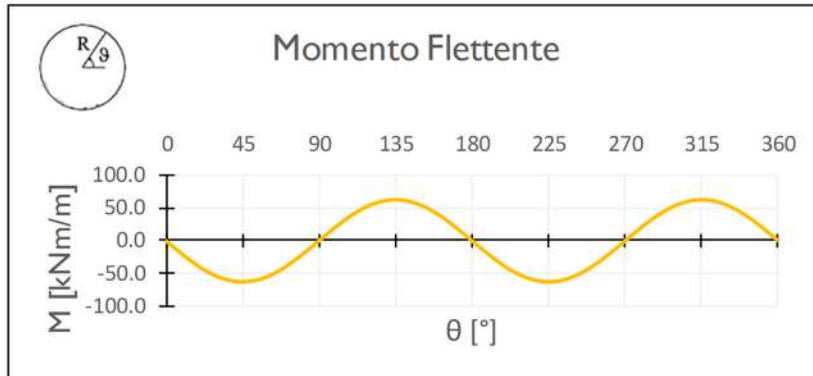




$N_{MAX}$ (kN/m)	82.3
$M$ (kNm/m)	61.7

$N_{MIN}$ (kN/m)	-82.3
$M$ (kNm/m)	-61.7

$T_{MAX}$ (kN)	82.3
$N$ (kN/m)	0



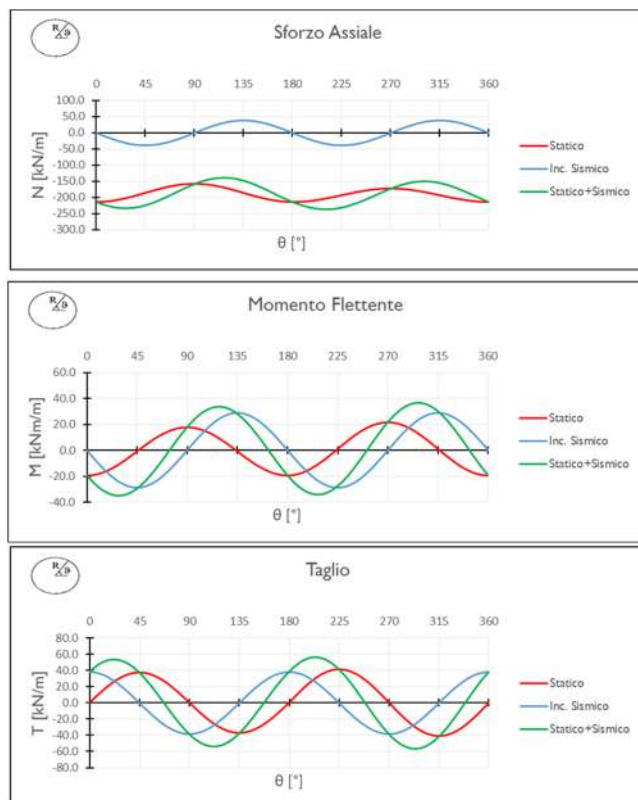
**Figura 8.8 – Risultati analisi sismica semplificata per l’unità geotecnica UGR**

### 8.3.3 Risultati e verifiche

Si riporta un breve quadro sinottico delle caratteristiche della sollecitazione in direzione trasversale alla tubazione:

Pos.	Minimi di normativa DWA		Fase Costruzione		ESE		SLU	
	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
Corona	-185.6	85.1	-241.2	26.8	-158.2	18.0	-213.6	24.3
Piedritto	-371.2	-85.1	-293.1	-28.6	-214.1	-19.3	-289.0	-26.1
Piede	-185.6	85.1	-260.1	31.9	-172.7	21.9	-233.1	29.5

SLV	
$\Delta N_{MAX}$ [kN/m]	$\Delta M_{MAX}$ [kNm/m]
38.4	28.8



Comb.	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-186	85	90	DWA Minimi
2	-371	-85	0	DWA Minimi
3	-186	85	270	DWA Minimi
4	-241	27	90	DWA Costruzione
5	-293	-29	0	DWA Costruzione
6	-260	32	270	DWA Costruzione
7	-214	24	90	NTC18 SLU
8	-289	-26	0	NTC18 SLU
9	-233	30	270	NTC18 SLU
10	-139	33	115	NTC18 SLV
11	-151	37	295	NTC18 SLV
12	-233	-35	30	NTC18 SLV
13	-158.2	18.0	90	NTC18 ESE
14	-214.1	-19.3	0	NTC18 ESE
15	-172.7	21.9	270	NTC18 ESE

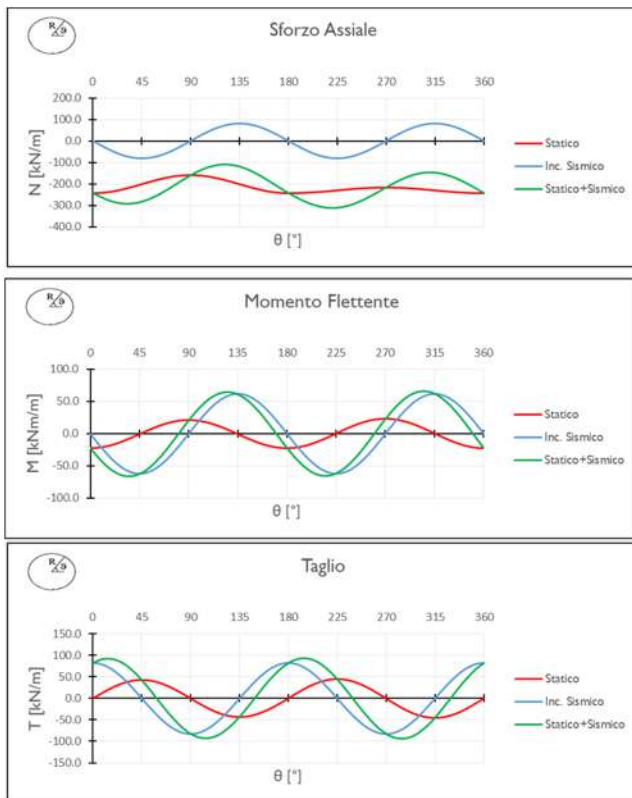
Comb.	N [kN/m]	T [kN/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-261	56	225	NTC18 SLU
2	-207	56	205	NTC18 SLV

**Figura 8.9 – Sollecitazioni sulla condotta (UG – ALL)**



Pos.	Minimi di normativa DWA		Fase Costruzione		ESE		SLU	
	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]	N [kN/m]	M [kNm/m]
Corona	-185.6	85.1	-192.8	65.9	-159.9	20.7	-215.9	27.9
Piedritto	-371.2	-85.1	-387.2	-68.7	-242.7	-22.1	-327.6	-29.9
Piede	-185.6	85.1	-309.9	67.1	-216.7	22.7	-292.5	30.7

SLV	
$\Delta N_{MAX}$ [kN/m]	$\Delta M_{MAX}$ [kNm/m]
82.3	61.7

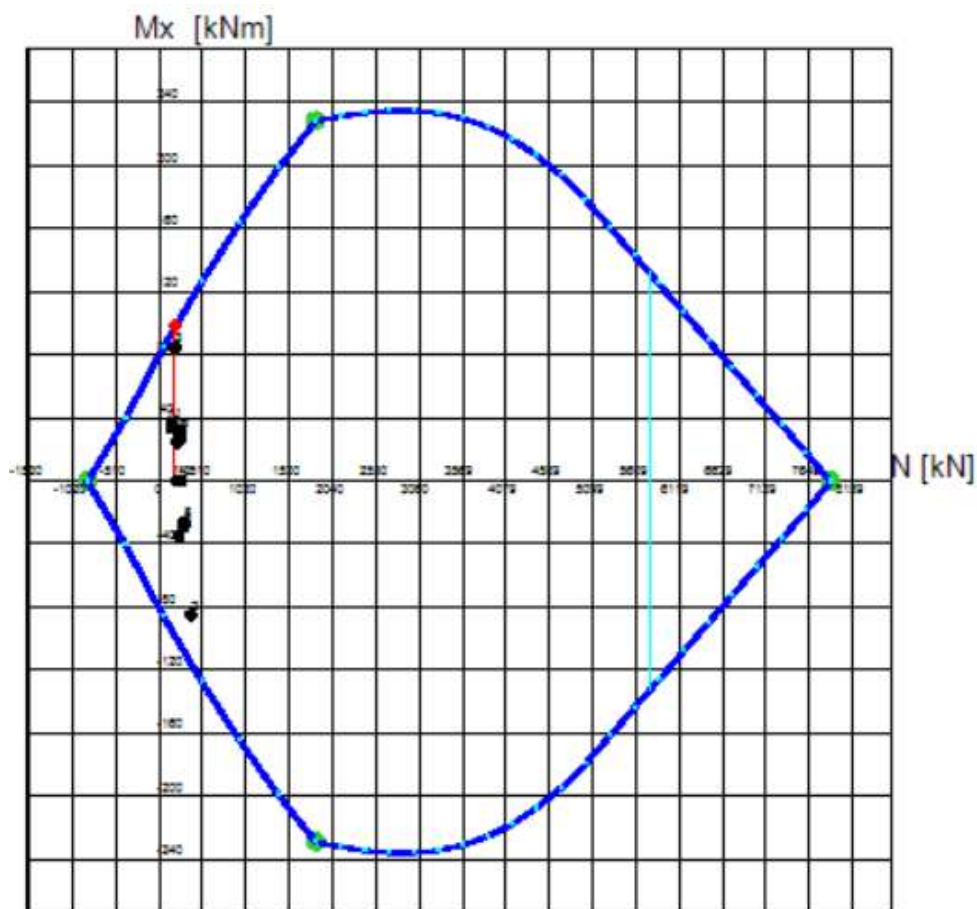
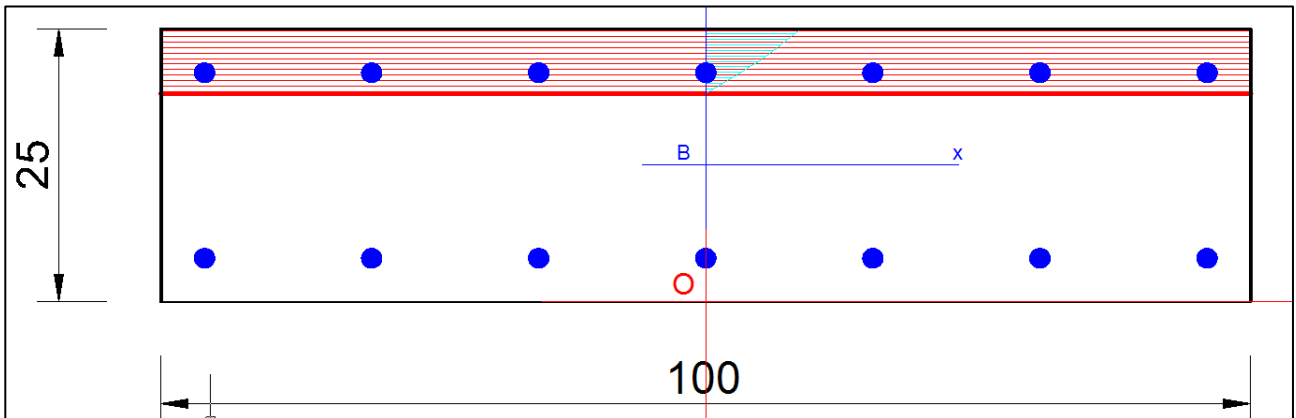


Comb.	N [kN/m]	M [kNm/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-186	85	90	DWA Minimi
2	-371	-85	0	DWA Minimi
3	-186	85	270	DWA Minimi
4	-193	66	90	DWA Costruzione
5	-387	-69	0	DWA Costruzione
6	-310	67	270	DWA Costruzione
7	-216	28	90	NTC18 SLU
8	-328	-30	0	NTC18 SLU
9	-293	31	270	NTC18 SLU
10	-109	63	120	NTC18 SLV
11	-148	66	305	NTC18 SLV
12	-293	-66	35	NTC18 SLV
13	-159.9	20.7	90	NTC18 ESE
14	-242.7	-22.1	0	NTC18 ESE
15	-216.7	22.7	270	NTC18 ESE

Comb.	N [kN/m]	T [kN/m]	$\theta$ [°]	Ver.
1	-310	61	225	NTC18 SLU
2	-241	94	195	NTC18 SLV

**Figura 8.10 – Sollecitazioni sulla condotta (UG – UGR)**

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza (SLU-SLV) e di esercizio (SLE) condotte con l’ausilio del software RC-Sec.



**DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Verifica SLU\_SLE**

(Percorso File: C:\Users\la42473p\Desktop\SMART-WORK\A194PD - Peschiera\Gallerie\MicroTunneling\Calcolo\Pian SV\2)  
DWA\ALL\Analisi trasversale\Verifica SLU\_SLE.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

<b>CALCESTRUZZO -</b>	Classe:	C50/60	
	Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	282.2	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	372780	daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	48.7	daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Q. Permanenti:	225	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fess. limite S.L.E. comb. Q. Perm.:	0.300	mm
<b>ACCIAIO -</b>	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :	4500	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :	4500	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	3913	daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	3913	daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068	
	Modulo Elastico $E_f$ :	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	25.0	cm
Barre inferiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric. barre):	4.0	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18560	8510	0	0
2	37120	-8510	0	0
3	18560	8510	0	0
4	24120	2680	0	0
5	29310	-2860	0	0
6	26010	3190	0	0
7	21360	2430	0	0
8	28900	-2610	0	0
9	23310	2950	0	0
10	13876	3341	0	0
11	15063	3657	0	0
12	23339	-3496	0	0
13	26105	10	5560	0
14	20668	10	5625	0

**COMB. QUASIPERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	15822	1800 (9689)
2	21407	-1933 (-11548)
3	17267	2185 (9118)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copri ferro netto minimo barre longitudinali:	3.3	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	13.9	cm
Copri ferro netto minimo staffe:	3.3	cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N Ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx re Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez  
 x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]  
 As Tesa Area armature long. trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
2	S	37120	-8510	37149	-11536	1.356	6.6	0.32	0.83	10.8 (5.9)
3	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
4	S	24120	2680	24120	10348	3.861	18.9	0.29	0.80	10.8 (5.9)
5	S	29310	-2860	29292	-10824	3.785	6.3	0.30	0.82	10.8 (5.9)
6	S	26010	3190	26014	10524	3.299	18.8	0.30	0.81	10.8 (5.9)
7	S	21360	2430	21382	10093	4.154	19.0	0.29	0.80	10.8 (5.9)
8	S	28900	-2610	28890	-10787	4.133	6.3	0.30	0.82	10.8 (5.9)
9	S	23310	2950	23295	10271	3.482	18.9	0.29	0.80	10.8 (5.9)
10	S	13876	3341	13892	9394	2.812	19.3	0.27	0.78	10.8 (5.9)
11	S	15063	3657	15044	9503	2.599	19.3	0.27	0.78	10.8 (5.9)
12	S	23339	-3496	23359	-10277	2.940	6.1	0.29	0.80	10.8 (5.9)
13	S	26105	10	26077	105301052.990		18.8	0.30	0.81	10.8 (5.9)
14	S	20668	10	20678	100281002.792		19.0	0.28	0.80	10.8 (5.9)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Ys min Ordinata in cm della barra corr sp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)  
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Ys max Ordinata in cm della barra corr sp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
2	0.00090	0.0	0.00036	4.0	-0.00196	21.0
3	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
4	0.00081	25.0	0.00028	21.0	-0.00196	4.0
5	0.00084	0.0	0.00031	4.0	-0.00196	21.0
6	0.00082	25.0	0.00029	21.0	-0.00196	4.0
7	0.00078	25.0	0.00026	21.0	-0.00196	4.0
8	0.00084	0.0	0.00031	4.0	-0.00196	21.0
9	0.00080	25.0	0.00027	21.0	-0.00196	4.0
10	0.00073	25.0	0.00022	21.0	-0.00196	4.0
11	0.00074	25.0	0.00022	21.0	-0.00196	4.0
12	0.00080	0.0	0.00027	4.0	-0.00196	21.0
13	0.00082	25.0	0.00029	21.0	-0.00196	4.0
14	0.00078	25.0	0.00026	21.0	-0.00196	4.0

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

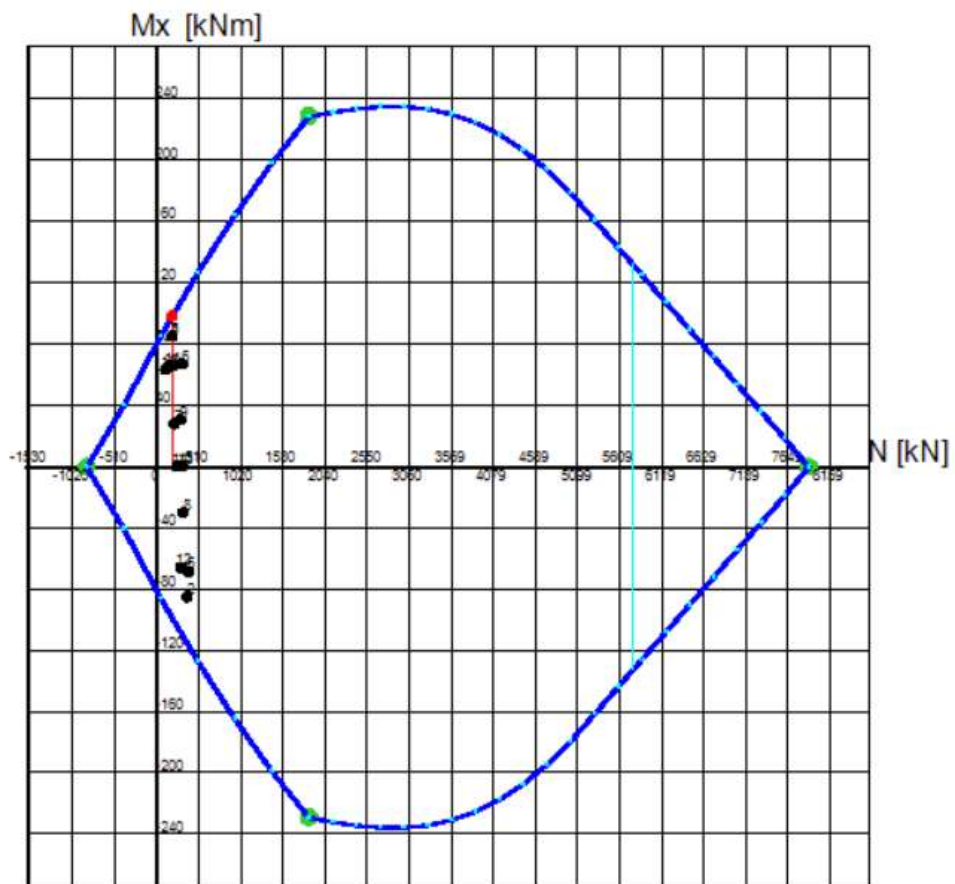
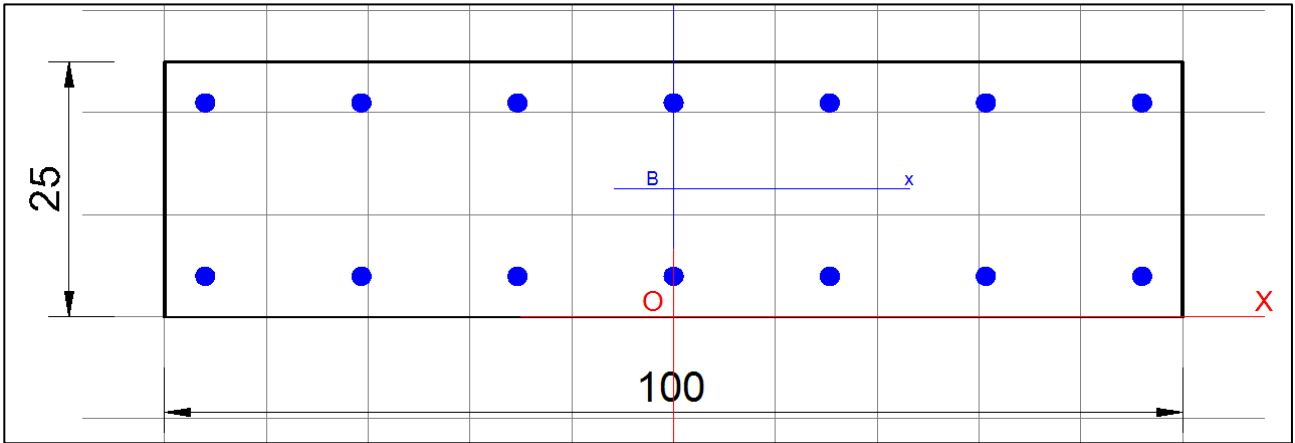
Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
2	S	0	19363	21.0	100.0	0.0051	1.5
3	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
4	S	0	17725	21.0	100.0	0.0051	1.0
5	S	0	18379	21.0	100.0	0.0051	1.2
6	S	0	17963	21.0	100.0	0.0051	1.0
7	S	0	17377	21.0	100.0	0.0051	0.9
8	S	0	18327	21.0	100.0	0.0051	1.2
9	S	0	17623	21.0	100.0	0.0051	0.9
10	S	0	16434	21.0	100.0	0.0051	0.6
11	S	0	16584	21.0	100.0	0.0051	0.6
12	S	0	17626	21.0	100.0	0.0051	0.9
13	S	5560	17975	21.0	100.0	0.0051	1.0
14	S	5625	17290	21.0	100.0	0.0051	0.8

**COMBINAZIONI QUASIPERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+\varnothing/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	25.4	25.0	0.0	12.5	-262	21.0	4.2	418	10.8	15.3
2	S	26.9	0.0	0.0	14.9	-166	4.0	3.4	338	10.8	15.3
3	S	31.1	25.0	0.0	13.4	-378	21.0	4.5	447	10.8	15.3



**DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Verifica SLU\_SLE**

(Percorso File: C:\Users\la42473p\Desktop\SMART-WORK\A194PD - Peschiera\Gallerie\MicroTunneling\Calcolo\Pian SV\2) DWA\UFC\Analisi Trasversale\Verifica SLU\_SLE.sez)

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze in campo sostanzialmente elastico
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai) senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi xy principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

<b>CALCESTRUZZO -</b>	Classe:	C50/60
	Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :	282.2 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :	0.0020
	Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	372780 daN/cm <sup>2</sup>
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	48.7 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	$S_c$ limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	225 daN/cm <sup>2</sup>
	$A_p$ Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
<b>ACCIAIO -</b>	Tipo:	B450C
	Resist. caratt a snervamento $f_{yk}$ :	4500 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. caratt a rottura $f_{tk}$ :	4500 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	3913 daN/cm <sup>2</sup>
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	3913 daN/cm <sup>2</sup>
	Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068
	Modulo Elastico $E_f$ :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0	cm
Altezza:	25.0	cm
Barre inferiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	7Ø14	(10.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	4.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	4.0	cm



**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione  
MT Momento torcente [daN m]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	18560	8510	0	0
2	37120	-8510	0	0
3	18560	8510	0	0
4	19280	6590	0	0
5	38720	-6870	0	0
6	30990	6710	0	0
7	21590	2790	0	0
8	32760	-2990	0	0
9	29250	3070	0	0
10	10936	6340	0	0
11	14791	6595	0	0
12	29276	-6604	0	0
13	31005	10	6060	0
14	24092	10	9364	0

**COMB. QUASIPERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [daNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	15993	2067 (9020)
2	24267	-2215 (-11434)
3	21667	2274 (10220)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.3 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 13.9 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 3.3 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx re	Momento resistente sost. elastico [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N re, Mx re) e (N, Mx)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X, Y, O sez.
x/d	Rapp di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.1.1 NTC]: non richiesto per calcolo non dissipativo
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N re	Mx re	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
2	S	37120	-8510	37149	-11536	1.356	6.6	0.32	0.83	10.8 (5.9)
3	S	18560	8510	18553	9830	1.155	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
4	S	19280	6590	19263	9896	1.502	19.1	0.28	0.79	10.8 (5.9)
5	S	38720	-6870	38707	-11677	1.700	6.7	0.32	0.84	10.8 (5.9)
6	S	30990	6710	30961	10975	1.636	18.6	0.30	0.82	10.8 (5.9)
7	S	21590	2790	21574	10111	3.624	19.0	0.29	0.80	10.8 (5.9)
8	S	32760	-2990	32752	-11138	3.725	6.5	0.31	0.82	10.8 (5.9)
9	S	29250	3070	29225	10818	3.524	18.7	0.30	0.82	10.8 (5.9)
10	S	10936	6340	10962	9115	1.438	19.4	0.26	0.77	10.8 (5.9)
11	S	14791	6595	14802	9480	1.438	19.3	0.27	0.78	10.8 (5.9)
12	S	29276	-6604	29292	-10824	1.639	6.3	0.30	0.82	10.8 (5.9)
13	S	31005	10	31027	109811098.131		18.6	0.30	0.82	10.8 (5.9)
14	S	24092	10	24120	103481034.803		18.9	0.29	0.80	10.8 (5.9)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X, Y, O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X, Y, O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X, Y, O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
2	0.00090	0.0	0.00036	4.0	-0.00196	21.0
3	0.00076	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
4	0.00077	25.0	0.00025	21.0	-0.00196	4.0
5	0.00091	0.0	0.00037	4.0	-0.00196	21.0
6	0.00086	25.0	0.00032	21.0	-0.00196	4.0
7	0.00079	25.0	0.00026	21.0	-0.00196	4.0
8	0.00087	0.0	0.00033	4.0	-0.00196	21.0
9	0.00084	25.0	0.00031	21.0	-0.00196	4.0
10	0.00071	25.0	0.00020	21.0	-0.00196	4.0
11	0.00074	25.0	0.00022	21.0	-0.00196	4.0
12	0.00084	0.0	0.00031	4.0	-0.00196	21.0
13	0.00086	25.0	0.00032	21.0	-0.00196	4.0
14	0.00081	25.0	0.00028	21.0	-0.00196	4.0

**VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza mini ma sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [daN/cm <sup>2</sup> ]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
2	S	0	19363	21.0	100.0	0.0051	1.5
3	S	0	17024	21.0	100.0	0.0051	0.7
4	S	0	17115	21.0	100.0	0.0051	0.8
5	S	0	19565	21.0	100.0	0.0051	1.5
6	S	0	18591	21.0	100.0	0.0051	1.2
7	S	0	17406	21.0	100.0	0.0051	0.9
8	S	0	18814	21.0	100.0	0.0051	1.3
9	S	0	18371	21.0	100.0	0.0051	1.2
10	S	0	16064	21.0	100.0	0.0051	0.4
11	S	0	16549	21.0	100.0	0.0051	0.6
12	S	0	18375	21.0	100.0	0.0051	1.2
13	S	6060	18592	21.0	100.0	0.0051	1.2
14	S	9364	17721	21.0	100.0	0.0051	1.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([daN/cm <sup>2</sup> ])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a $5(c+Ø/2)$ e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	29.5	25.0	0.0	13.6	-369	21.0	4.5	452	10.8	15.3
2	S	30.8	0.0	0.0	14.8	-197	4.0	3.4	342	10.8	15.3
3	S	32.0	25.0	0.0	11.8	-283	21.0	3.9	393	10.8	15.3

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [daNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00026	0.00022	0.50	0.40	0.000111 (0.000111)	212	0.023 (0.30)	9020
2	S	-0.00016	0.00023	0.50	0.40	0.000059 (0.000059)	188	0.011 (0.30)	-11434
3	S	-0.00021	0.00024	0.50	0.40	0.000085 (0.000085)	199	0.017 (0.30)	10220

## **8.4 Analisi di stabilità del fronte**

Al fine di poter meglio caratterizzare le analisi di stabilità del fronte di scavo di gallerie sottofalda con avanzamento in TBM con pressione di stabilizzazione al fronte (slurry shield), si fa riferimento alle teorie sviluppate da [Anagnostou & Kovari, 1996] precedentemente trattate.

Di seguito si riporta in forma grafica e tabellare le pressioni che la testa fresante deve applicare al fronte per evitare l’instabilità geotecnica.

**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

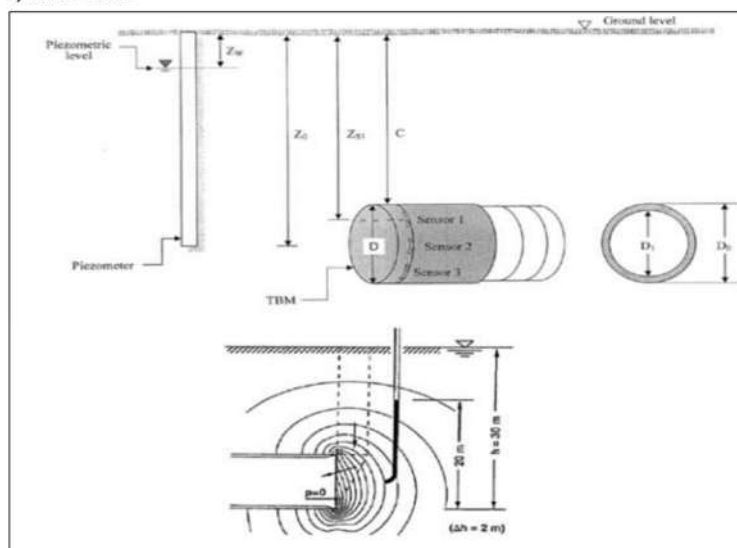
**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**

**Applicazione: Attraversamento fiume Turano (Cop Max)**

**1) Definizione dei parametri utilizzati per il calcolo**

Simbolo	Definizione	Unità
C	Copertura	m
D	Diametro di scavo del tunnel	m
$Z_0$	Profondità tra la superficie (P.C.) e asse tunnel	m
$Z_{s1}$	Profondità tra la superficie (P.C.) e sensore di pressione n° 1	m
$Z_w$	Profondità tra la superficie (P.C.) e il livello di falda	m
$\gamma$	Peso di volume del terreno	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma'$	Peso di volume del terreno alleggerito	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{SL}$	Peso di volume del fango	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$	Peso di volume dell'acqua	kN/m <sup>3</sup>
$P_s$	Pressione del fango applicata al fronte	kPa
$P_{st}$	Pressione target di fango applicata al fronte	kPa
$P_{St(Crown)}$	Pressione target di fango del tunnel in calotta	kPa
$P_{s(S1)}$	Pressione target di fango al sensore di pressione n° 1	kPa
$P_{s(S2)}$	Pressione di fango al sensore di pressione n° 2	kPa
$v$	Tolleranza dei sensori di pressione	kPa
q	Sovraccarico medio in superficie	kPa
$\Delta h$	Variazione di altezza piezometrica tra esterno ed interno del tunnel	m
c'	Coesione efficace	kPa
$\phi'$	Angolo di attrito efficace	°
$eZ_{s1}$	Spessore TBM tra sensore di pressione n° 1 e profondità di scavo ( $Z_{s1}-C$ )	m
S	Fattore di sicurezza	-
$F_0$	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
$F_1$	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
$F_2$	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-
$F_3$	Coefficiente adimensionale definito da Anagnostou e Kovari su abaco	-

**2) Illustrazione**





**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: Attraversamento fiume Turano (Cop Max)

**3) Richiami teorici**

**3.1) Teoria di Anagnostou e Kovari sul calcolo della pressione effettiva minima da applicare al fronte**

- > Basato sul metodo dell'equilibrio limite
- > Membrana omogenea di fango che si sviluppa al fronte
- > Utilizzo del modello a membrana

**3.2) Calcolo della pressione target di fango sul contorno del tunnel**

$$P_{St(Crown)} = \underbrace{\hspace{10em}}_A + \underbrace{\hspace{10em}}_B + \underbrace{\hspace{10em}}_C + \underbrace{\hspace{10em}}_D$$

- A =  $(C - Z_w) \cdot \gamma_w$
- B =  $F_0 \cdot \gamma' \cdot D - F_1 \cdot c' + F_2 \cdot \gamma' \cdot \Delta h - F_3 \cdot c' \cdot \Delta h/D$  (Per determinare  $F_0, F_1, F_2$  e  $F_3$  utilizzare gli abachi)
- C = Calcolato utilizzando gli abachi di Atkinson e Mair (1977)
- D = Tolleranza del sensore di pressione (se non conosciuta si può porre pari a 0.2 Bar (20 kPa))

Attenzione:  $\Delta h = 0$  nel caso di un tunnel a contropressione di fango utilizzando il modello a membrana

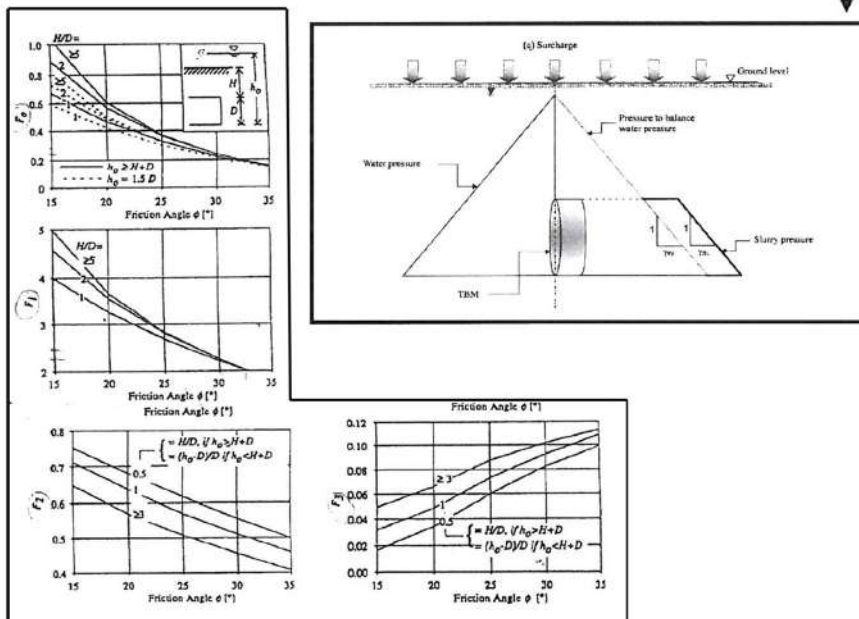
**3.3) Calcolo della pressione target a livello del sensore  $n^\circ$  l**

- > La pressione da applicare dipende dalla posizione del sensore sulla TBM/MT
- > La pressione da applicare dipende anche dalla distanza tra scavo e peso volumico del fango  $\gamma_{SL}$

$$P_{St(S)} = P_{St(Crown)} + (Z_S - C) \cdot \gamma_{SL}$$

**3.4) Durante lo scavo, la pressione da applicare non può scendere oltre  $P_c$**

$$P_S = P_{St(S)} - v$$



**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: **Attraversamento fiume Turano (Cop Max)**

**4) Applicazione numerica**

4.1) Geometria

Posizione	Progressiva [m]	C [m]	Z <sub>w</sub> [m]
TM-SV (UGR) 1/3	0	21	15
TM-SV (ALL) 2/3	100	7.5	0.5
TM-SV (UGR) 3/3	380	23	17
-	-	-	-

4.2) Dati di ingresso

Simbolo	Valore	Coefficiente di sicurezza	Valore con coefficiente di sicurezza
D	3	1	3
eZ <sub>s1</sub>	0.15	1	0.15
γ	20	1	20
γ' = γ - γ <sub>w</sub>	10.2	1	10.2
γ <sub>SL</sub>	11.5	1	11.5
γ <sub>w</sub>	9.8	1	9.8
v	20	1	20
q	20	1.5	30
Δh	0	1	0
c'	0	1.2	0
φ'	32.5	1	32.5
tg(φ')	0.637	1.2	0.531

Questi valori saranno utilizzati  
per il calcolo



**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**

**Applicazione: Attraversamento fiume Turano (Cop Max)**

**4.3) Determinazione dei coefficienti  $F_0, F_1, F_2$  e  $F_3$**

C	C/D	C+D	$h_0$	$(h_0-D)/D$	1.5-D	$F_0$	$F_1$	$F_2$	$F_3$
21	7.0	24	9	2.0	4.5	0.19	2.00	0.45	0.103
7.5	2.5	10.5	10	2.3	4.5	0.21	2.25	0.48	0.095
23	7.7	26	9	2.0	4.5	0.19	2.00	0.45	0.10
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**4.4) Calcolo della pressione target in calotta del tunnel  $P_{St(Crown)}$**

C	$Z_0$	$Z_w$	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	$P_{St(Crown)}$
21	22.5	15	58.8	5.8	0.0	20	85
7.5	9	0.5	68.6	6.4	2.1	20	97
23	24.5	17	58.8	5.8	0.0	20	85
-	-	-	-	-	-	-	-

**4.5) Calcolo della pressione target di fango n° I  $P_{St(S1)}$**

C	$Z_{s1}$	$P_{St(Crown)}$	$(Z_{s1}-C) \cdot \gamma_{SL}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]
21	21.15	85	1.725	86	0.9
7.5	7.65	97	1.725	99	1.0
23	23.15	85	1.725	86	0.9
-	-	-	-	-	-

**4.6) Durante lo scavo la pressione non può scendere oltre  $P_s$**

$P_{St(S1)}$	v	$P_s$	$P_s$ [BAR]
86	20	66	0.7
99	20	79	0.8
86	20	66	0.7
-	-	-	-



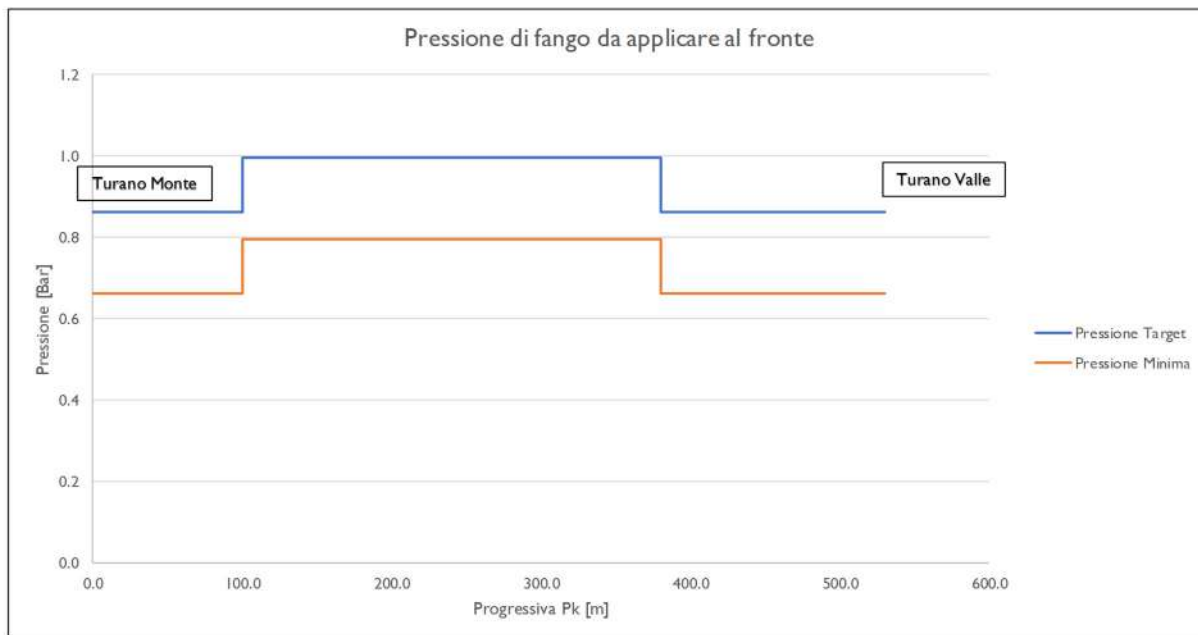
**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: **Attraversamento fiume Turano (Cop Max)**

**4) Rappresentazione grafica**

Posizione	Progressiva [m]	$P_{St(S1)}=P_{Sc}$ [BAR]	$P_s$ [BAR]
TM-SV (UGR) 1/3	0	0.9	0.7
TM-SV (ALL) 2/3	100	1.0	0.8
TM-SV (UGR) 3/3	380	0.9	0.7
	530		





**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: **Attraversamento fiume Turano (Cop Min)**

**4) Applicazione numerica**

**4.1) Geometria**

Posizione	Progressiva [m]	C [m]	Z <sub>w</sub> [m]
TM-SV (UGR) 1/3	0	12.5	6.5
TM-SV (ALL) 2/3	100	5	-1.5
TM-SV (UGR) 3/3	380	7.5	0.5
-	-	-	-

**4.2) Dati di ingresso**

Simbolo	Valore	Coefficiente di sicurezza	Valore con coefficiente di sicurezza
D	3	1	3
eZ <sub>s1</sub>	0.15	1	0.15
γ	20	1	20
γ' <sup>1</sup> =γ-γ <sub>w</sub>	10.2	1	10.2
γ <sub>sl</sub>	11.5	1	11.5
γ <sub>w</sub>	9.8	1	9.8
v	20	1	20
q	20	1.5	30
Δh	0	1	0
c'	0	1.2	0
φ'	32.5	1	32.5
tg(φ')	0.637	1.2	0.531

Questi valori saranno utilizzati per il calcolo



**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

**Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari**

**Applicazione: Attraversamento fiume Turano (Cop Min)**

4.3) Determinazione dei coefficienti  $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  e  $F_3$

C	C/D	C+D	$h_0$	$(h_0-D)/D$	1.5·D	$F_0$	$F_1$	$F_2$	$F_3$
12.5	4.2	15.5	9	2.0	4.5	0.19	2.00	0.45	0.103
5	1.7	8	9.5	2.2	4.5	0.21	2.25	0.48	0.095
7.5	2.5	10.5	10	2.3	4.5	0.19	2.00	0.44	0.104
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

4.4) Calcolo della pressione target in calotta del tunnel  $P_{St(Crown)}$

C	$Z_0$	$Z_w$	A	B	C	D	$P_{St(Crown)}$
12.5	14	6.5	58.8	5.8	0.4	20	85
5	6.5	-1.5	63.7	6.4	5.1	20	95
7.5	9	0.5	68.6	5.8	2.1	20	97
-	-	-	-	-	-	-	-

4.5) Calcolo della pressione target di fango n°1  $P_{St(S1)}$

C	$Z_{s1}$	$P_{St(Crown)}$	$(Z_{s1}-C) \cdot \gamma_{SL}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$	$P_{St(S1)}=P_{St}$ [BAR]
12.5	12.65	85	1.725	87	0.9
5	5.15	95	1.725	97	1.0
7.5	7.65	97	1.725	98	1.0
-	-	-	-	-	-

4.6) Durante lo scavo la pressione non può scendere oltre  $P_S$

$P_{St(S1)}$	v	$P_S$	$P_S$ [BAR]
87	20	67	<b>0.7</b>
97	20	77	<b>0.8</b>
98	20	78	<b>0.8</b>
-	-	-	-

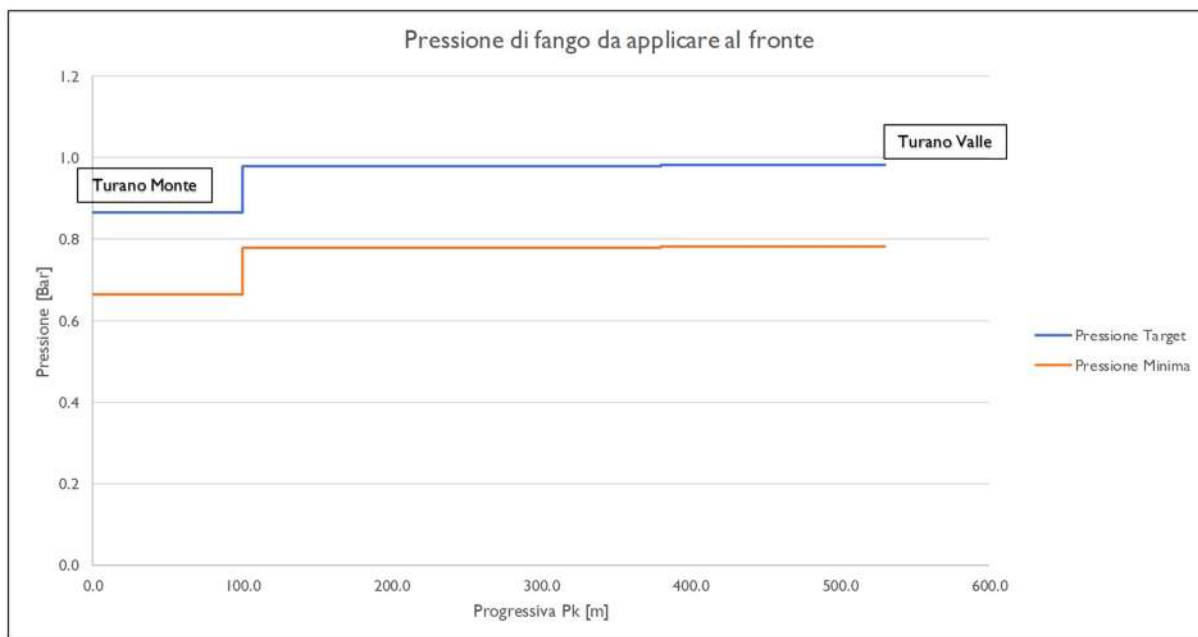
**Analisi della stabilità del fronte per TBM/MT a contropressione di fango (Slurry)**

Metodo di G. Anagnostou e K.Kovari

Applicazione: **Attraversamento fiume Turano (Cop Min)**

4) Rappresentazione grafica

Posizione	Progressiva [m]	$P_{St(SI)}=P_{St}$ [BAR]	$P_S$ [BAR]
TM-SV (UGR) 1/3	0	0.9	0.7
TM-SV (ALL) 2/3	100	1.0	0.8
TM-SV (UGR) 3/3	380	1.0	0.8
	530		



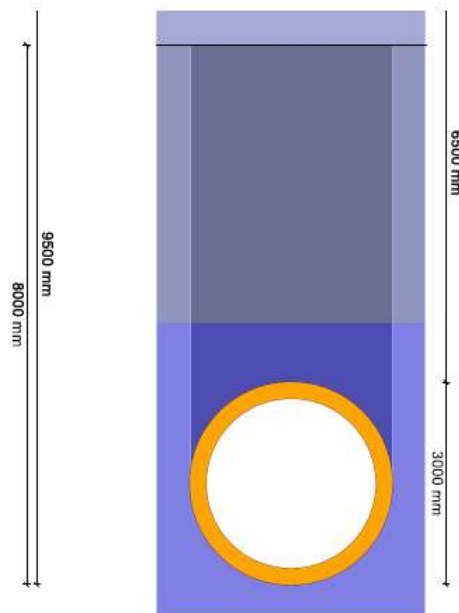
La spinta massima che la testa fresante deve applicare al fronte per mantenere il cavo stabile lungo la tratta Turano Valle – Turano Monte è di circa 1.0 Bar.

## 8.5 Verifica a galleggiamento

Di seguito è riportata la verifica a galleggiamento, la verifica è stata condotta utilizzando le coppie copertura/quota di falda che portino al minor fattore di sicurezza.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)

The uplift proof uses the real ground water level  $h_{W,max}$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h_{min}$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:  
Soil:  
Load factor dead weight:

YQ	1.05	[-]
Yu	0.95	[-]
YG	0.95	[-]

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

Outer radius:	$r_a$	1,500.0	mm
$V = r_a^2 \cdot \pi$			
$V = V_A$			
Displaced volume:	$V$	7.07	m <sup>3</sup> /m
$Q_r = V \cdot \gamma_w$			
Lifting force:	$Q_r$	70.69	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Cover height:	$h$	5.0	m
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	9.5	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	$h_n$	5.00	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot \gamma_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot \gamma_{B,A}) \cdot D_a$			
Soil:	$Q_{r1}$	150.00	kN/m
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot \gamma_u$			
Building ground, design:	$Q_{r1,d}$	142.50	kN/m
Area Angle triangle, dry:	$A_{FZ}$	0.00	m <sup>2</sup>
$A_{FZ'} = \frac{[2 \cdot r_a]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$			
Surface Angle triangle, wet:	$A_{FZ'}$	0.97	m <sup>2</sup>

**ACEA ENGINEERING LABORATORIES RESEARCH INNOVATION SPA**

$F_Z = A_{FZ'} \cdot \gamma_{B',A}$			
Force from load angle triangle:	$F_Z$	9.66	kN/m
$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$			
Force from load angle triangle, design:	$F_{Z,d}$	9.17	kN/m
Inner radius:	$r_i$	1,250.0	mm
Radial cross section:	$A_{rad}$	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Specific gravity:	$\gamma_R$	25.0	kN/m <sup>3</sup>
$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ([r_i + A_{rad}]^2 - r_i^2)$			
Deadweight:	$G_m$	54.00	kN/m
$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$			
Dead load, design:	$G_{m,d}$	51.30	kN/m
$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$			
Counterforces, design:	$Q_{g,d}$	202.97	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$			
Utilisation buoyancy:	$U$	36.6	%

The uplift proof is fulfilled.

All necessary proofs are ok.



## **9 EFFETTI INDOTTI DALLO SCAVO CON TECNOLOGIA MICROTUNNEL**

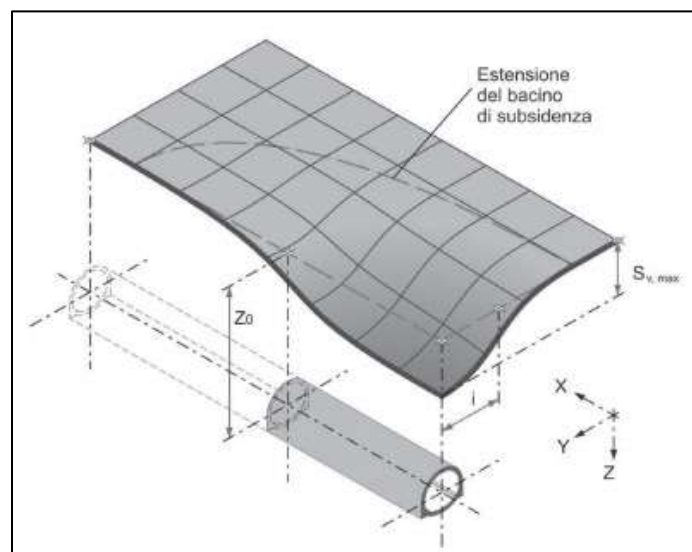
Nel presente capitolo sono descritte le ipotesi e le metodologie adottate per la valutazione dei cedimenti e, più in generale, degli effetti indotti dallo scavo delle gallerie con Microtunneling. Sono inoltre illustrati i risultati delle analisi condotte al fine di valutare l’eventuale necessità degli interventi di rinforzo per la messa in sicurezza delle strutture e/o infrastrutture esistenti. Le analisi ha l’obiettivo di calcolare i cedimenti provocati dal passaggio dell’infrastruttura in progetto ed individuare su appositi abachi il grado dell’eventuale danno provocato.

## 9.1 Richiami teorici

### 9.1.1 Spostamenti verticali

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

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



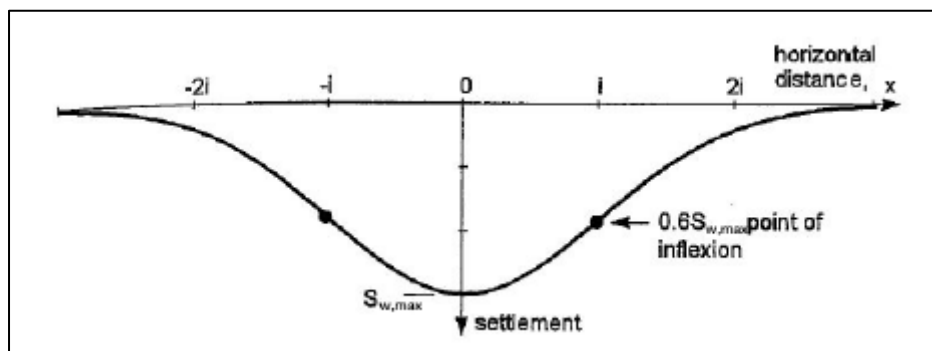
**Figura 9-1 - Bacino di subsidenza indotto dall'avanzamento dello scavo di una galleria.**

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

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

Dove:

- $S_V(x)$  è il cedimento di un generico punto al piano campagna posto a distanza  $x$  dall'asse della galleria;
- $S_{V,max}$  è lo spostamento verticale massimo che si verifica in corrispondenza dell'asse della galleria;
- $x$  è la distanza orizzontale dall'asse della galleria;
- $i$  è la deviazione standard della curva gaussiana, ossia la distanza tra l'asse della galleria e il punto di flesso della distribuzione gaussiana.
- Il cedimento in corrispondenza del punto di flesso vale circa  $0,6 S_{V,max}$  e risulta trascurabile per  $x=2,5i$ .



**Figura 9-2 - Cedimenti in superficie di una sezione trasversale all'asse della galleria**

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

Tale formulazione è stata scelta fra le numerose proposte presenti in letteratura sia analitiche sia semiempiriche [si veda per esempio Sagaseta e Oteo, 1974; Sagaseta,

1987; Verruijt-Booker, 1996] per la semplicità della formulazione, dipendente da due soli parametri, e dal buon accordo ai dati acquisiti dal monitoraggio di casi reali.

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

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

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

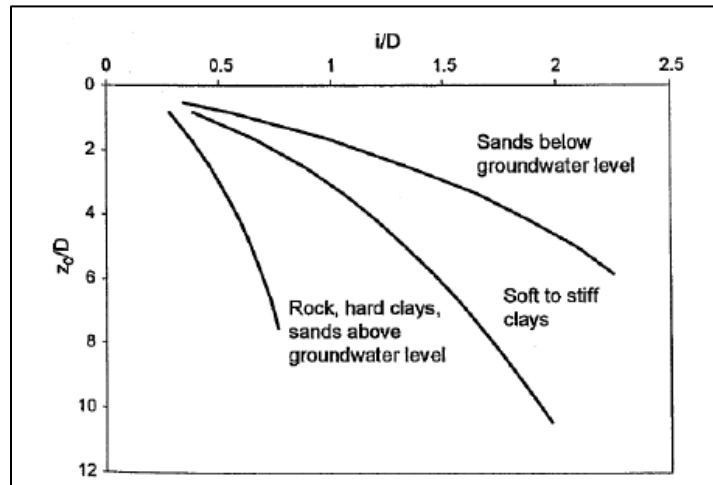
Dove  $V_p$  è la percentuale di perdita di volume durante lo scavo della galleria e  $A_g$  è l’area della sezione della galleria;

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

$$i = k z_0$$

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

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



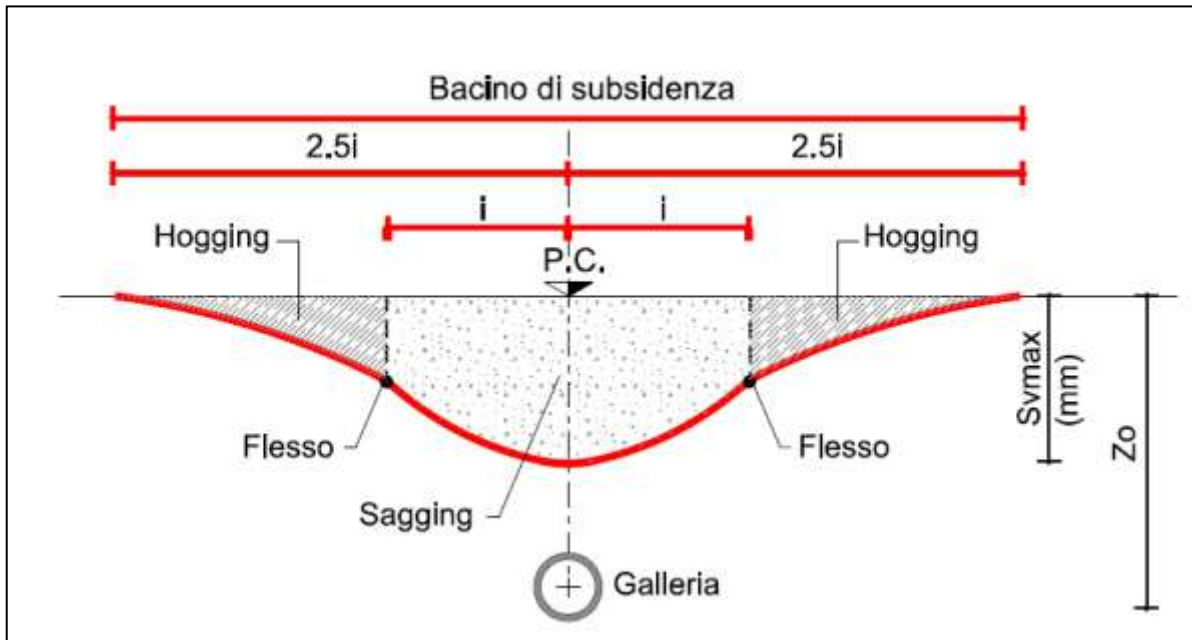
**Figura 9-3 - Relazione tra il parametro di deviazione standard  $i$  e la profondità della galleria  $z_0$  per diversi tipi di terreno [Peck, 1969]**

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

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

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

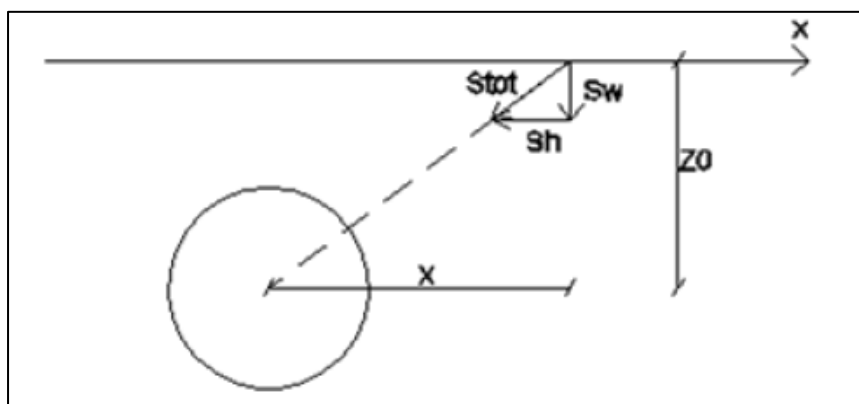
Si osservi che, sulla base di tale formulazione, si può affermare che per  $y > 3i$  il rapporto  $s/s_{max}$  risulta trascurabile (inferiore all'1%); pertanto, si può convenzionalmente assumere quale ampiezza del bacino di subsidenza una fascia di larghezza pari a  $6i$  ( $3i$  per lato rispetto all'asse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



**Figura 9-4 - Bacino di subsidenza bidimensionale**

### 9.1.2 Spostamenti orizzontali

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



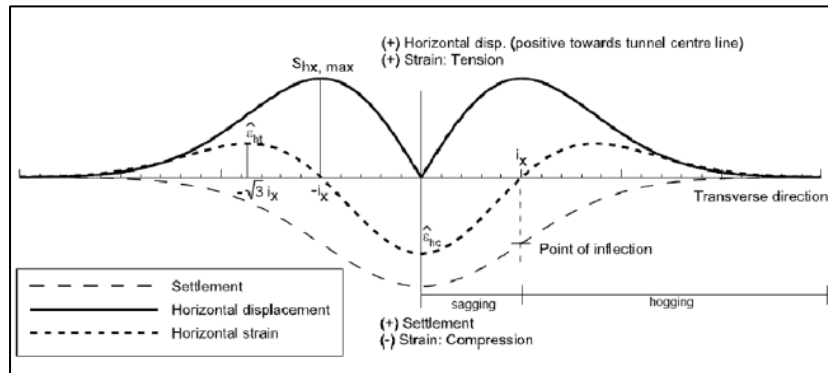
**Figura 9-5 - Direzione del vettore spostamento**

Detti:

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

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

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



**Figura 9-6 - Andamento degli spostamenti e delle deformazioni orizzontali in superficie in direzione trasversale alla galleria [Burland, 1997]**

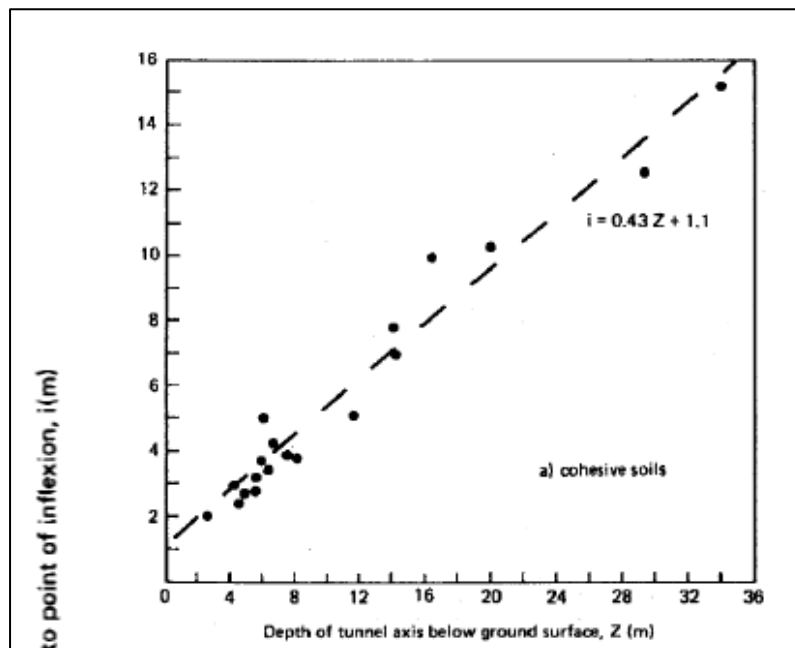


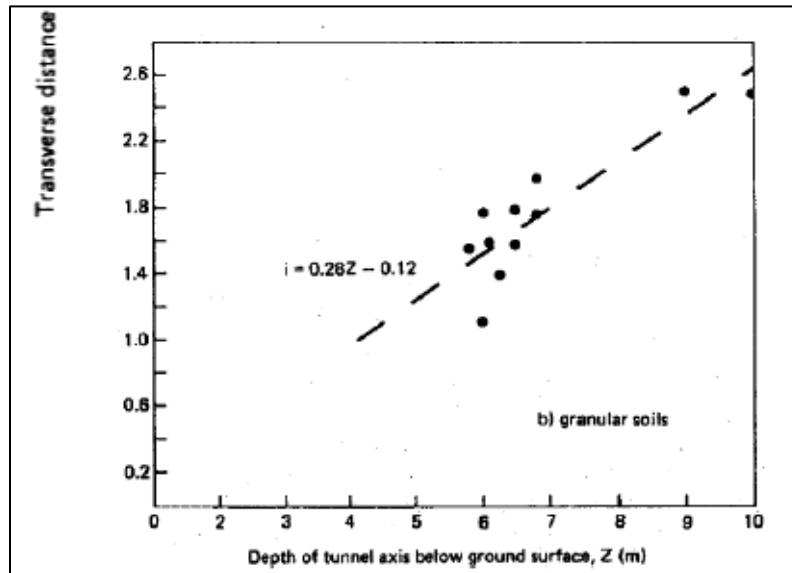
### 9.1.3 Movimenti in profondità

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

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

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





**Figura 9-7 - Dipendenza lineare con la profondità della deviazione standard della gaussiana  $i=i_z$  [O’Reilly & New, 1982]**

### *9.1.4 Interazione terreno struttura*

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

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

Si procede quindi a valutare per ciascuna parte dell’edificio in “hogging” / “sagging” la rigidità assiale  $\alpha^*$  e la rigidità flessionale  $\rho^*$  secondo le correlazioni.

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

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

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

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

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

Poisson's ratio  $\nu = 0.15$ .

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

**Figura 9-8 - Rigidezze assiali e flessionali degli edifici in funzione del numero di piani  
(da Potts e Addenbrooke,1997)**

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

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

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

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

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

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

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

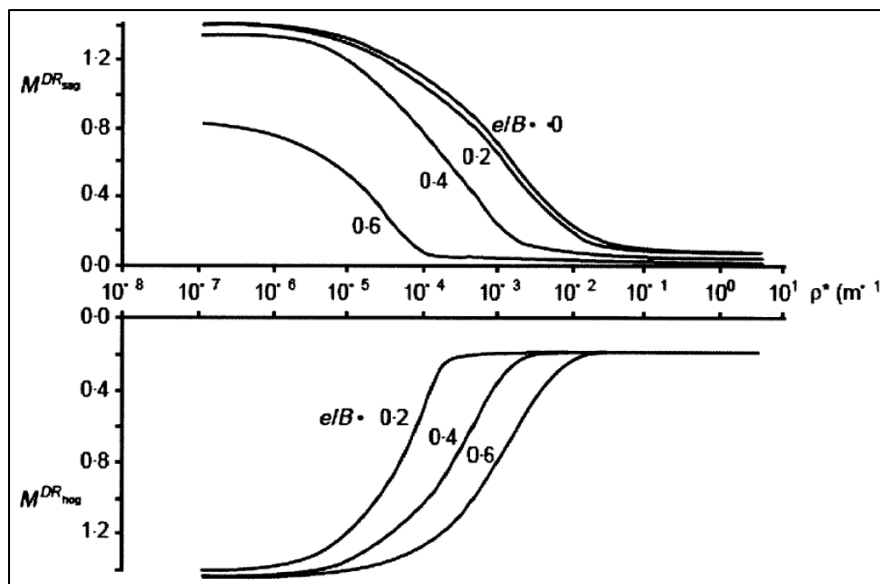
$$\rho^{*mod} = \frac{EI}{E_s z_0 B^2 L}$$

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

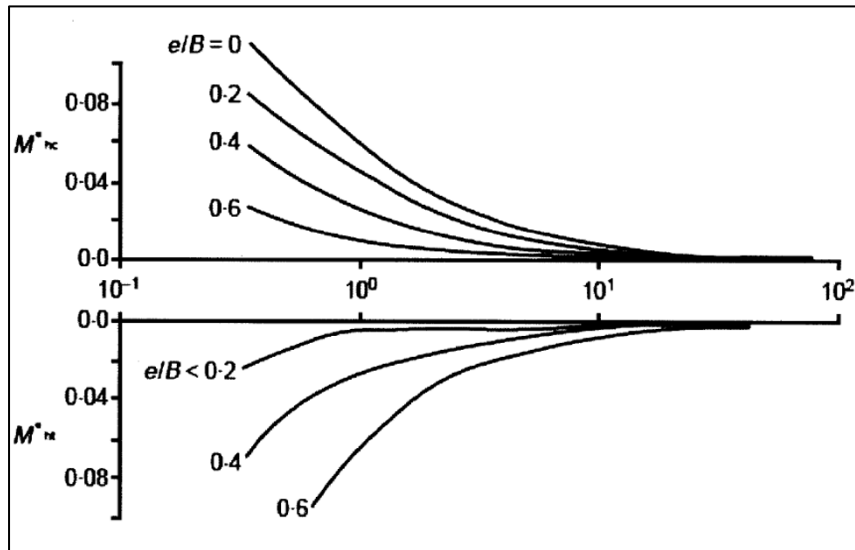
con L la lunghezza dell’edificio lungo l’asse della galleria.

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

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



**Figura 9-9 - Abaco per calcolo del fattore di riduzione  $M^{DR}$  (Franzius, 2006)**

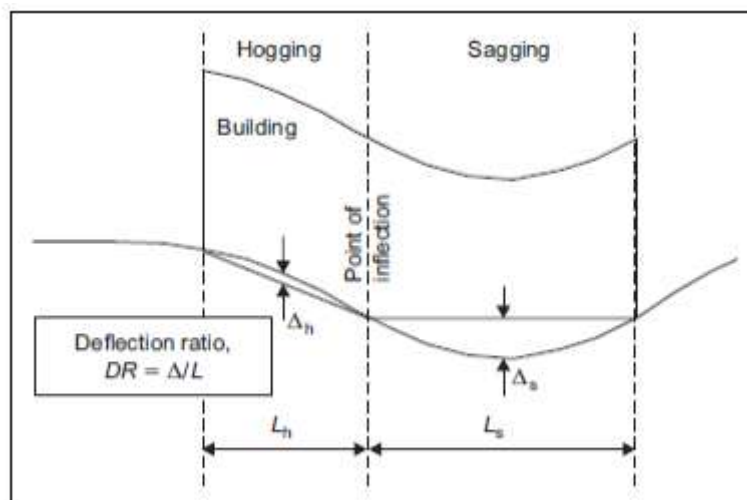


**Figura 9-10 - Abaco per calcolo del fattore di riduzione  $M^{eh}$  (Franzius, 2006)**

### 9.1.5 Valutazione della classe di danno degli edifici

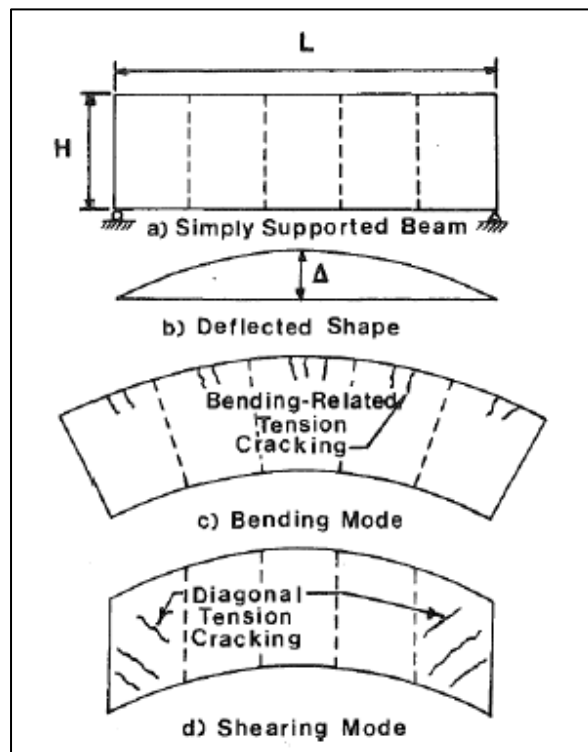
Il metodo risulta essere conservativo in quanto fa riferimento ai cedimenti “greenfield” ovvero si trascura la riduzione degli spostamenti del terreno e quindi delle deformazioni associate dell’edificio a causa della rigidezza degli edifici stessi.

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



**Figura 9-11 - Definizione del rapporto di inflessione**

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



**Figura 9-12 - Modello trave equivalente [Boscarding e Cording, 1989]**

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

Ciascuna porzione di edificio è quindi schematizzata come una trave di lunghezza  $L$  che si deforma nel punto centrale per la massima inflessione del terreno  $\Delta$ . Il rapporto  $\Delta/L$  è noto come rapporto di inflessione e viene utilizzato per calcolare le deformazioni flessionali  $\varepsilon_b$  e di taglio  $\varepsilon_d$  degli edifici in funzione delle caratteristiche geometriche e di rigidità degli stessi.

La deformazione flessionali  $\varepsilon_b$  è data da:

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta}{L} \frac{1}{\frac{1}{12t} + \frac{3I}{2tLH} \frac{G}{E}}$$

mentre la deformazione di taglio



$\varepsilon_d$  è data da

$$\varepsilon_d = \frac{\Delta}{L} \frac{1}{1 + \frac{HL^2 G}{18I E}}$$

- $\Delta/L$ : rapporto di inflessione;
- L: estensione edificio area “sagging”/“hogging”;
- H: altezza edificio;
- I: inerzia edificio;
- E: modulo elastico edificio;
- G: modulo di taglio edificio.

Il rapporto E/G vale 2.6 per edifici in muratura e 12.5 per edifici in cemento armato.

Le suddette deformazioni sono associate agli spostamenti verticali del terreno; pertanto, è necessario definire anche le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali del terreno.

È quindi definito un valore medio della deformazione orizzontale, per ciascuna porzione in cui è stato suddiviso l’edificio, pari a

$$\bar{\varepsilon}_h = \frac{S_{h1} - S_{h2}}{L_t}$$

Infine, si combinano le deformazioni  $\varepsilon_b$  e  $\varepsilon_d$  con  $\bar{\varepsilon}_h$  al fine di ottenere le deformazioni totali, derivanti sia dai cedimenti verticali che da quelli orizzontali, nel seguente modo

$$\varepsilon_{bt} = \bar{\varepsilon}_h + \varepsilon_b \quad \text{deformazione totale flessionale}$$

$$\varepsilon_{dt} = \frac{(1-\nu)}{2} \bar{\varepsilon}_h + \left[ \left( \frac{(1-\nu)}{2} \bar{\varepsilon}_h \right)^2 + \varepsilon_d^2 \right] \quad \text{deformazione totale di taglio}$$

L’analisi prevede quindi di definire la classe di danno in funzione del massimo valore tra  $\varepsilon_{bt}$  e  $\varepsilon_{dt}$  che è chiamato  $\varepsilon_{lim}$ .

La distribuzione delle deformazioni nel bacino di subsidenza è la seguente: la zona di sagging è caratterizzata da deformazioni di compressione e di trazione, la zona di hogging invece presenta solo deformazioni di trazione, che generalmente risultano

essere superiori a quelle della zona di sagging, definendo la zona di hogging come la più critica in rapporto ai danni prodotti agli edifici.

Queste considerazioni sono dovute al fatto che le deformazioni indotte dagli spostamenti verticali risultano essere di compressione e di trazione per la zona di sagging e solo di trazione per la zona di hogging, mentre le deformazioni dovute agli spostamenti orizzontali sono solo di trazione per entrambi i settori.

Ne deriva che componendo le due aliquote si ha che le deformazioni di trazione sono superiori nella zona di hogging rispetto a quella di sagging.

Una volta stabilito il valore  $\epsilon_{lim}$  è possibile definire la classe di danno degli edifici.

È importante sottolineare che la classe di danno in realtà è una categoria di rischio ovvero rappresenta un possibile livello di danno in quanto quello reale sarà certamente inferiore a causa della rigidità degli edifici, che riduce gli spostamenti orizzontali del terreno, diminuendo così le deformazioni indotte alle strutture.

Le categorie di rischio sono cinque e sono state definite non in funzione dell’apertura delle fessure ( $\epsilon_{lim}$ ) quanto in rapporto alla facilità ed all’entità dei lavori necessari per un loro recupero.

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	$\epsilon_{lim}$ (%)
0	trascurabile	0 ÷ 0,05
1	molto leggero	0,05 ÷ 0,075
2	leggero	0,075 ÷ 0,15
3	moderato	0,15 ÷ 0,3
4 - 5	da grave a molto grave	> 0,3

Categoria di rischio	Grado di danneggiamento	Descrizione del danno
0	trascurabile	Fessure "capello d'angelo" di apertura dell'ordine di un decimo di millimetro.
1	molto leggero	Sottili fessure facilmente nascondibili con lavori di rifinitura. Danni generalmente ristretti alle finiture dei tramezzi. Fessure ampie fino ad 1 mm, visibili nei blocchi delle murature esterne ad attento esame ravvicinato.
2	leggero	Fessure facilmente riempibili. Probabile richiesta re – intonacatura o verniciatura, o rivestimento di piastrelle ex – novo. Le fessure sono visibili anche nelle pareti esterne, potendo essere anche necessario riempirne qualcuna per mantenere la protezione dagli agenti atmosferici. Porte e finestre possono leggermente incastrarsi. Lo spessore delle fessure può arrivare a 5 mm.
3	moderato	Le fessurazioni richiedono l'intervento di un muratore, per rattoppare le breccie createsi. Una parte di fessure possono essere riempite con malta, in alcuni casi occorre sostituire alcuni elementi della muratura. Porte e finestre si incastrano, si possono avere rotture delle tubature di servizio e spesso viene indebolita la tenuta atmosferica. Valori delle fessure da 5 a 15 mm, o un numero maggiore di ampiezza minore ( $\approx 3$ mm).
4	grave	Intere sezioni di muratura deve essere demolita e sostituita, con lavori estesi specialmente a porte e finestre. Si fa sentire l'inclinazione del pavimento, stipiti ed architravi di porte e finestre sono visibilmente (con differenze di pendenza maggiori di 1/100) distorti; si notano anche inclinazione e rigonfiamenti delle pareti, perdite di carico delle travi. Tubazioni distrutte. L'ampiezza delle fessure giunge a 15 ÷ 25 mm, dipendendo dalla frequenza.
5	molto grave	A questo livello occorrono parziali o totali ricostruzioni del fabbricato. Le travi non portano più il loro carico, l'inclinazione delle pareti è tale da rendere necessario il puntellamento, le finestre si rompono con la distorsione: c'è pericolo di instabilità. La distribuzione delle fessure può portare ad ampiezze delle stesse superiori a 25 mm.

**Figura 9-13 - Categoria di rischio danno [Burland 1977, Boscardin M.D., Cording E.J. 1989]**

Da notare che il campo di valori di  $\epsilon_{lim}$  per la definizione del danno atteso varia in funzione dell'indice  $I_v$  (Indice di vulnerabilità della costruzione) scelto.

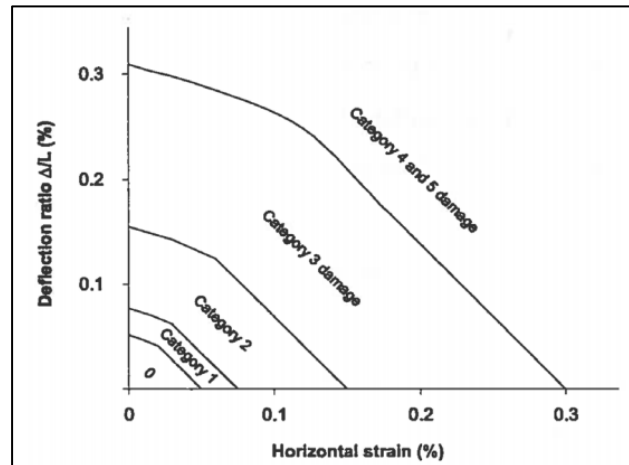
In particolare, le categorie comprese tra 0 e 2 sono associate a danni estetici facilmente riparabili, mentre le categorie 3 e 4 indicano danni strutturali con ingenti lavori di risanamento. La classe 5 rappresenta lesioni strutturali profonde con problemi di stabilità degli edifici, che necessitano la parziale o totale ricostruzione degli stessi.

Ne deriva che è di particolare importanza il passaggio dalla categoria 2 alla 3, infatti i danni associati alle categorie dalla 0 alla 2 sono presenti in molti edifici a causa di fenomeni di ritiro, effetti termici, normali cedimenti del terreno, pertanto sono considerati come accettabili. Se l’analisi che non considera l’interazione terreno – struttura indica una categoria di danno compresa tra 0 – 2 allora si considera che gli edifici non subiranno danni a causa delle assunzioni conservative del metodo.

Invece nel caso in cui l’analisi definisca una classe di danno pari o superiore a 3, si dovrà procedere a considerare l’interazione terreno – struttura. In questo caso se la classe di danno, sarà al massimo pari a 2 si terminerà l’analisi, mentre se risulterà essere ancora pari o superiore a 3 si dovranno applicare delle misure di prevenzione a protezione degli edifici.

I risultati della suddetta analisi possono essere verificati tramite il confronto con grafici semplificati, proposti da Burland (1995), che definiscono la classe di danno in funzione dei valori del rapporto di inflessione  $\Delta/L$  e del valore medio della deformazione orizzontale  $\bar{\epsilon}_h$ . Tali diagrammi, validi solo per il settore di hogging della gaussiana, sono stati specificati in funzione di diversi valori del rapporto L/H con L lunghezza dell’edificio e H altezza dell’edificio.

La Figura seguente riporta un esempio di grafico per il rapporto L/H pari a 1.



**Figura 9-14 - Categoria di rischio danno con grafici semplificati [Burland, 1995]**

## 9.2 Stima del volume perso

Il volume perso in galleria  $V_L$  a seguito del detensionamento del terreno attorno al cavo è il parametro di riferimento per il calcolo dei cedimenti alla superficie.

In mancanza di dati specifici sul valore del volume perso si è deciso di effettuare uno studio parametrico basandosi su un range di valori tipico per gli cavi effettuati con metodologia meccanizzata:

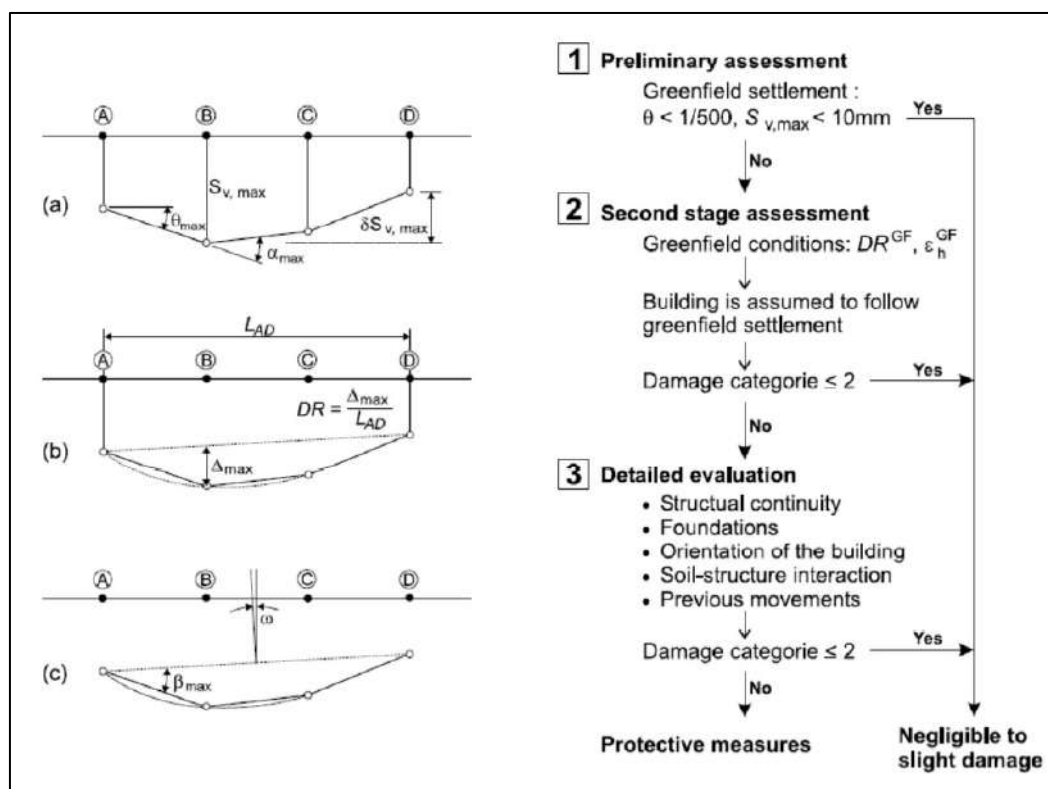
Condizione	$V_p$ [%]
Soglia del limite inferiore per lo scavo nei terreni	0.25
Normale esercizio di EPB	0.5
Raggiungimento della soglia di allarme	1.0
Analisi estremamente cautelativa i cui i risultati permettono di evidenziare il livello di rischio in caso di pilotaggio errato e/o fenomeni inattesi	1.5

A favore di sicurezza non sono stati svolti i calcoli per i quali  $V_L=0.25\%$ .

### 9.3 Individuazione degli edifici interferiti




Il calcolo della estensione del bacino è avvenuto considerando in terreni di scavo a comportamento granulare, coesivo (utilizzando rispettivamente valori  $k=0.25$ ,  $k=0.35$ ) ed assumendo (in mancanza di dati specifici) che la quota di imposta  $z$  delle fondazioni degli edifici sia ad una profondità di circa 1.5 m dal piano campagna.

Per ogni edificio è stata effettuata la valutazione del danno nelle condizioni di *greenfield*; nel caso in cui il danno associato sia di tipo “Moderato” o superiore, si è effettuata un’analisi di interazione terreno struttura.







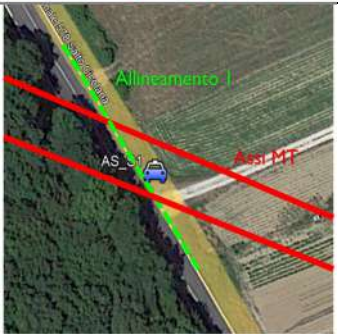

**Figura 9-15 - Albero logico per la valutazione del danno**

La seguente tabella riporta per ciascuna sezione il valore massimo del cedimento verticale in funzione del volume perso e la classe di danno associata; ai fini della valutazione del danno si è assunto cautelativamente per la determinazione del campo di valori di  $\epsilon_{lim}$  un valore dell’indice  $I_v$  (indice di vulnerabilità della costruzione) compreso tra 60 e 80 per edifici a destinazione d’uso residenziale e tra 20 e 40 per edifici a destinazione d’uso agricolo.

Interferenza	Tipologia	Descrizione	Galleria	Immagine
PSV_E1	edificio	Abitazione	Piana di San Vittorino	
PSV_E2	edificio	Industriale	Piana di San Vittorino	
PSV_E3	edificio	Agricolo	Piana di San Vittorino	



PSV_E4	edificio	Abitazione	Piana di San Vittorino	
PSV_E5	edificio	altro	Piana di San Vittorino	
PSV_E7	edificio	Abitazione	Piana di San Vittorino	
PSV_E8	edificio	Abitazione	Piana di San Vittorino	

AS_E1	edificio	Abitazione	Attraversamento Salto	
AS_E2	edificio	Agricolo	Attraversamento Salto	
AS_S1	strada	Viabilità	Attraversamento Salto	
AT_S1	strada	Viabilità	Attraversamento Turano	

EDIFICI - Piana di San Vittorino k=0.25					
Interferenza	Allineamento	V <sub>i</sub>	S <sub>ntmax</sub> [mm]	S <sub>intmax</sub> [mm]	Danno
PSV_E1	1 - Green Field	0.50%	6.2	-0.5	Trascurabile
		1.00%	12.5	-1.0	Leggero
		1.50%	18.7	-1.5	Leggero
	2 - Green Field	0.50%	6.2	-0.9	Molto leggero
		1.00%	12.5	-1.7	Leggero
		1.50%	18.7	-2.6	Moderato
	2 - Interazione T/S	0.50%	3.7	-0.4	Trascurabile
		1.00%	7.4	-0.8	Leggero
		1.50%	11.1	-1.2	Leggero
PSV_E2	1 - Green Field	0.50%	6.3	-0.9	Trascurabile
		1.00%	12.7	-1.9	Leggero
		1.50%	19	-2.8	Leggero
	2 - Green Field	0.50%	6.3	-0.3	Trascurabile
		1.00%	12.7	-0.5	Trascurabile
		1.50%	19	-0.8	Trascurabile
PSV_E3	1 - Green Field	0.50%	6.6	0.2	Trascurabile
		1.00%	13.2	0.4	Trascurabile
		1.50%	19.8	0.6	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	6.6	-0.9	Trascurabile
		1.00%	13.2	-1.8	Leggero
		1.50%	19.8	-2.8	Moderato
2 - Interazione T/S	0.50%	5.0274	-0.4	Trascurabile	
	1.00%	10.0548	-0.8	Trascurabile	
	1.50%	15.0822	-1.2	Molto leggero	
PSV_E4	1 - Green Field	0.50%	4.8	-0.6	Trascurabile
		1.00%	9.6	-1.2	Molto leggero
		1.50%	14.3	-1.8	Leggero
PSV_E5	1 - Green Field	0.50%	5.6	-0.9	Trascurabile
		1.00%	11.3	-1.7	Molto leggero
		1.50%	16.9	-2.6	Leggero
PSV_E7	1 - Green Field	0.50%	2.7	-0.8	Molto leggero
		1.00%	5.5	-1.7	Leggero
		1.50%	8.2	-2.5	Moderato
	1 - Interazione T/S	0.50%	2.1	-0.1	Trascurabile
		1.00%	4.1	-0.3	Trascurabile
		1.50%	6.2	-0.4	Molto leggero
PSV_E8	1 - Green Field	0.50%	2.7	-0.8	Molto leggero
		1.00%	5.5	-1.7	Leggero
		1.50%	8.2	-2.5	Moderato
	1 - Interazione T/S	0.50%	2.7	-0.1	Trascurabile
		1.00%	5.5	-0.2	Molto leggero
		1.50%	8.2	-0.3	Leggero

EDIFICI - Piana di San Vittorino k=0.35					
Interferenza	Allineamento	V <sub>i</sub>	S <sub>ntmax</sub> [mm]	S <sub>intmax</sub> [mm]	Danno
PSV_E1	1 - Green Field	0.50%	4.8	-0.5	Trascurabile
		1.00%	9.5	-1.0	Trascurabile
		1.50%	14.3	-1.5	Molto leggero
	2 - Green Field	0.50%	4.8	-0.9	Trascurabile
		1.00%	9.5	-1.8	Leggero
		1.50%	14.3	-2.7	Leggero
	2 - Interazione T/S	0.50%	2.9	-0.4	Trascurabile
		1.00%	5.7	-0.8	Trascurabile
		1.50%	8.6	-1.2	Molto leggero
PSV_E2	1 - Green Field	0.50%	4.9	-1.0	Trascurabile
		1.00%	9.8	-1.9	Molto leggero
		1.50%	14.7	-2.9	Leggero
	2 - Green Field	0.50%	4.9	-0.3	Trascurabile
		1.00%	9.8	-0.5	Trascurabile
		1.50%	14.7	-0.8	Trascurabile
PSV_E3	1 - Green Field	0.50%	5.1	-0.2	Trascurabile
		1.00%	10.2	-0.4	Trascurabile
		1.50%	15.2	-0.6	Trascurabile
	2 - Green Field	0.50%	5.1	-0.9	Trascurabile
		1.00%	10.2	-1.9	Molto leggero
		1.50%	15.2	-2.8	Leggero
2 - Interazione T/S	0.50%	2.9	-0.4	Trascurabile	
	1.00%	5.9	-0.8	Trascurabile	
	1.50%	8.8	-1.3	Trascurabile	
PSV_E4	1 - Green Field	0.50%	4.8	-0.7	Trascurabile
		1.00%	9.5	-1.4	Trascurabile
		1.50%	14.3	-2.1	Trascurabile
PSV_E5	1 - Green Field	0.50%	4.9	-0.9	Trascurabile
		1.00%	9.8	-1.8	Trascurabile
		1.50%	14.7	-2.7	Trascurabile
PSV_E7	1 - Green Field	0.50%	2.5	-0.9	Trascurabile
		1.00%	5	-1.8	Leggero
		1.50%	7.5	-2.7	Leggero
	1 - Interazione T/S	0.50%	1.9	-0.2	Trascurabile
		1.00%	3.7	-0.3	Trascurabile
		1.50%	5.6	-0.5	Molto leggero
PSV_E8	1 - Green Field	0.50%	2.5	-0.9	Trascurabile
		1.00%	5	-1.8	Leggero
		1.50%	7.5	-2.7	Leggero
	1 - Interazione T/S	0.50%	1.9	-0.2	Trascurabile
		1.00%	3.7	-0.3	Trascurabile
		1.50%	5.6	-0.5	Molto leggero

EDIFICI - Attraversamento Fiume Salto k=0.25						EDIFICI - Attraversamento Fiume Salto k=0.35						
Interferenza	Allineamento	V <sub>L</sub>	S <sub>vMax</sub> [mm]	S <sub>hMax</sub> [mm]	Danno	Interferenza	Allineamento	V <sub>L</sub>	S <sub>vMax</sub> [mm]	S <sub>hMax</sub> [mm]	Danno	
AS_E2	1 - Green Field	0.50%	<0.1	<0.1	Trascurabile	AS_E2	1 - Green Field	0.50%	<0.1	<0.1	Trascurabile	
		1.00%	<0.1	<0.1	Trascurabile			1.00%	<0.1	<0.1	Trascurabile	
		1.50%	<0.1	<0.1	Trascurabile			1.50%	<0.1	<0.1	Trascurabile	
	2 - Green Field	0.50%	<0.1	<0.1	Trascurabile		2 - Green Field	0.50%	<0.1	<0.1	Trascurabile	
		1.00%	<0.1	<0.1	Trascurabile			1.00%	<0.1	<0.1	Trascurabile	
		1.50%	<0.1	<0.1	Trascurabile			1.50%	<0.1	<0.1	Trascurabile	
AS_E1	1 - Green Field	0.50%	8.7	-0.9	Molto leggero	AS_E1	1 - Green Field	0.50%	6.3	-0.9	Trascurabile	
		1.00%	17.4	-1.7	Leggero			1.00%	12.5	-1.7	Molto leggero	
		1.50%	26.0	-2.6	Moderato			1.50%	18.8	-2.6	Leggero	
	2 - Green Field	0.50%	8.7	-0.9	Molto leggero		2 - Green Field	0.50%	3.6	-0.1	Trascurabile	
		1.00%	17.4	-1.9	Leggero			1.00%	7.2	-0.2	Trascurabile	
		1.50%	23	-2.8	Moderato			1.50%	10.8	-0.3	Molto leggero	
	1 - Interazione T/S	0.50%	5.1	-0.1	Trascurabile	1 - Interazione T/S	0.50%	6.3	-0.9	Trascurabile		
		1.00%	10.2	-0.2	Leggero		1.00%	12.5	-1.9	Molto leggero		
		1.50%	15.3	-0.3	Leggero		1.50%	18.8	-2.8	Leggero		
		2 - Interazione T/S	0.50%	5.0	-0.1		Trascurabile	2 - Interazione T/S	0.50%	3.7	-0.1	Trascurabile
			1.00%	10.0	-0.2		Leggero		1.00%	7.4	-0.2	Trascurabile
			1.50%	15.1	-0.3		Leggero		1.50%	11.2	-0.3	Trascurabile

VIABILITA' k=0.25			
Interferenza	Allineamento	V <sub>L</sub>	S <sub>vMax</sub> [mm]
AS_SI	1 - Green Field	0.50%	6.0
		1.00%	11.9
		1.50%	17.9
AT_SI	1 - Green Field	0.50%	4.9
		1.00%	9.8
		1.50%	14.7

VIABILITA' k=0.35			
Interferenza	Allineamento	V <sub>L</sub>	S <sub>vMax</sub> [mm]
AS_SI	1 - Green Field	0.50%	4.9
		1.00%	9.8
		1.50%	14.7
AT_SI	1 - Green Field	0.50%	4.5
		1.00%	8.9
		1.50%	13.4

Per tutte le strutture in cui si è dovuta effettuare un’analisi che tenesse in conto l’interazione terreno/struttura si è ipotizzato a favore di sicurezza una rigidità equivalente di edificio mono-piano (vedi Figura 9-8), mentre il valore del modulo elastico del terreno è stato calcolato per una deformazione assiale pari a 0.01% in una prova triassiale che corrisponde ad un valore della distorsione angolare pari a:

$$\gamma = (\epsilon_a + \nu \cdot \epsilon_a) = 0.01\% + 0.2 \cdot 0.01\% = 0.012\%$$

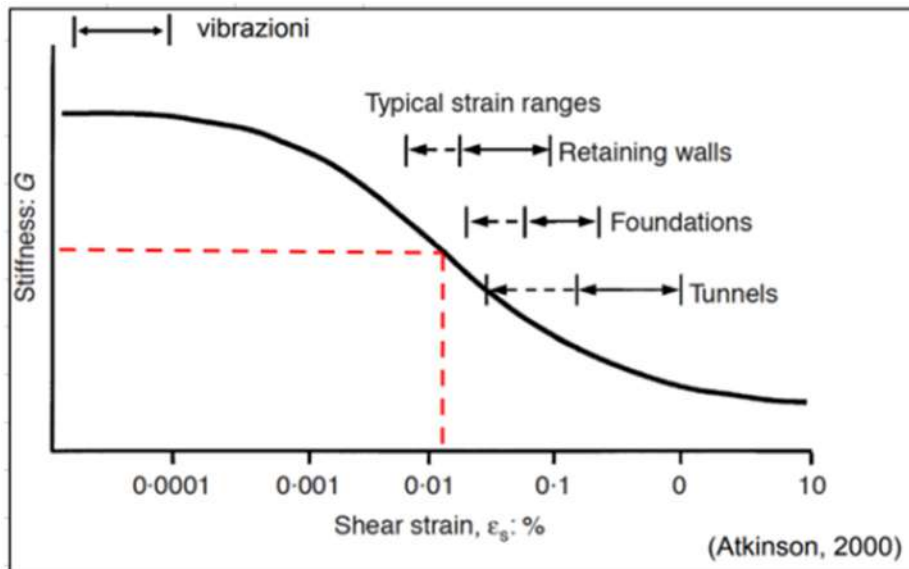
a cui corrisponde un decadimento del modulo a piccole deformazioni  $E_0$  di circa il 50%.

La stima dei moduli elastici del terreno è stata eseguita attraverso l’impiego di indagini geofisiche di tipo Down – Hole e MASW, le quali consentono di indagare il sottosuolo in termini di rigidità iniziale, il range de formativo indagato è dell’ordine di  $<10^{-3}$ .

In particolare, ci si è riferiti alle Down-Hole S0, S0(3) e alle masw 4(2) dove la velocità delle onde di taglio nei primi metri è di circa 200 m/s.

Ai fini dello studio degli spostamenti di subsidenza indotti dallo scavo è utile determinare il modulo elastico longitudinale, attraverso il quale si correla il valore del modulo elastico operativo:

$V_s$	200 m/s	Velocità Onde di taglio
$\rho$	2 Mg/m <sup>3</sup>	Densità terreno
$G_0$	80.0 MPa	Modulo di taglio a piccole deformazioni
$\nu$	0.25 -	Coefficiente di Poisson
$f_t$	0.5 -	Abbattimento per le deformazioni di progetto
$E$	100.0 Mpa	Modulo di Young di progetto



Di seguito si riporta un quadro sinottico dei parametri introdotti da *Franzius* per gli edifici di cui si è prevista la valutazione dell’interazione terreno/struttura.

Interferenza	Allineamento	L [m]	B [m]	e[m]	$\rho^*$	$\alpha^*$	e/B	$M_{DR\ sag}$	$M_{DR\ hog}$	$M_{\epsilon ch}$	$M_{\epsilon th}$
PSV_E1	2	22	18	9	1.0E-02	0.3	0.5	0.3	1.00	0.45	0.14
PSV_E3	2	25.5	14	6.5	2.2E-02	0.4	0.5	0.3	1.00	0.45	0.14
PSV_E7	1	13	17.5	14	5.0E-03	0.3	0.8	-	0.75	0.0125	0.175
PSV_E8	1	9.5	11	10	1.6E-02	0.6	0.9	-	1.00	0.01	0.12
AS_E2	1	16	17	9	1.7E-02	0.4	0.5	0.2	1.00	0.025	0.12
AS_E2	2	16	17	9	3.8E-02	0.6	0.5	0.2	1.00	0.025	0.12

## 9.4 Conclusioni

Come riportato nella tabella al paragrafo precedente i danni attesi per gli edifici interferiti dalla posa della condotta in progetto con tecnologia del Microtunneling producono effetti, nelle condizioni di Green Field e nell’ipotesi cautelativa errato pilotaggio ( $V_L=1.5\%$ ), moderati (per il solo caso  $k=0.25$ ) per le interferenze PSV\_E1/E23/E7/E8 e AS\_E2 e Leggeri/Trascurabili per gli altri.

È stata condotta per gli edifici che mostravano maggior criticità un’apposita analisi di interazione terreno-struttura con im metodo proposta da *Franzius* che ha restituito risultati che indicano effetti indotti di tipo trascurabile/leggero (dovuti ad un’importante riduzione delle deformazioni orizzontali, rispetto al caso di Green Field).

Il valore massimo del cedimento riscontrato per l’interferenza di tipo “viabilità” è di circa 1.8cm che risulta del tutto compatibile con la funzionalità dell’opera.

In generale si può quindi affermare che non sussistono particolari criticità per gli edifici/viabilità che si trovano nelle immediate vicinanze dell’infrastruttura; sarà comunque previsto un apposito piano di monitoraggio atto alla valutazione degli spostamenti indotti dallo scavo sugli edifici esistenti per segnalare eventuali scostamenti dalle previsioni progettuali.

In allegato si riportano le schede di valutazione del danno atteso.

## **ALLEGATO 1: OUTPUT SOFTWARE EASYPIPE**



## Structural analysis

Project: Peschiera

Description: Piana Di San Vittorino (ALL)

Date: 17/02/2023

## Content

<b>1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition</b>	<b>4</b>
1.1 Input	4
1.1.1 Jacking method	4
1.1.2 Routing and jacking force	4
1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)	4
1.1.4 Soil mechanical values	4
1.1.5 Soil	4
1.1.6 Loadings	5
1.1.7 Calculation options	5
1.1.8 Reinforced concrete pipe	5
1.1.8.1 System drawing	6
1.1.8.2 Front face with PTR	7
1.2 Results	8
1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)	8
1.2.2 Intermediate results pipe	8
1.2.2.1 Material properties	8
1.2.2.2 Safety factors	8
1.2.2.3 Reinforced concrete pipe	9
1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete	10
1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class	10
1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)	10
1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)	10
1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)	11
1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)	11
1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)	12
1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces	12
1.2.4 Intermediate results for the soil	13
1.2.5 Construction state	14
1.2.5.1 Loads Construction state	14
1.2.5.2 Section forces Construction state	15
1.2.5.3 Design of ring reinforcement	17
1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	18
1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	19
1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	21
1.2.6 Proof of admissibility of jacking force	22
1.2.6.1 Pipe	22
1.2.6.2 Angular deviation	22
1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring	23
1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring	24
1.2.6.5 Deformation of pipe	25
1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft	26
1.2.7 Operating state	26
1.2.7.1 Loads Operating state	26
1.2.7.2 Section forces Operating state	27
1.2.7.3 Design of ring reinforcement	29

1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	30
1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	31
1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	33
1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading	34
1.2.9 Uplift proof (buoyancy)	34

## 1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition

The calculation module takes into account the following corrections of the worksheet DWA-A 161: DWA-A 161 04/2017, DWA-A 161 10/2017, TM 4-2019 DB Netz AG, DWA-A 161 10/2020, DWA-A 127-10:2020-10, DWA-A 161 03/2021

Permissible thrust force:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
Kind of calculation:	Reinforced concrete		
States to be calculated:	Construction and operational state		
Add sketch to print:	Yes		
Print minimum sectional forces in operating state:	Yes		

### 1.1 Input

#### 1.1.1 Jacking method

Method:	Microtunneling and manned methods		
Complete and permanent grouting of the annular gap:	No		
Using of proppant or lubricant:	No		
Annular gap:	Shield with fluid or slurry, and continuous annular gap support starting from shield		

#### 1.1.2 Routing and jacking force

Jacking route:	Straight line		
Calculation of the unplanned deviations from the nominal axis (straight track):	Without pilot jacking		
Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
Specification of jacking force:	No		
Free input of safety coefficient for the longitudinal direction:	No		
Monitored installation:	No		

#### 1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)

Kind of thrust transfer:	With pressure transfer ring		
Type of dimensioning:	Pre-dimensioning		
Number of layers in PTR:	One layer		
Diameter of PTR:	Optimal dimensions		
Layer thickness:	s <sub>D1</sub>	20.00	mm
Calculation of Ecal:	Calculation via material from standard		
Material:	Flake board (P5, P7)		

#### 1.1.4 Soil mechanical values

Soil conditions:	Granular soil		
Soil group around pipe:	G2		
Different soil group above pipe:	No		
Bedding angle (granular soil):	2 $\alpha$ = 180° (standard case)		
Manual definition inner friction of soil:	No		
Manual entering of specific weight of soil:	No		

#### 1.1.5 Soil

Manual specification of modulus of deformation of soil:	No		
Application of silo theory:	Automatic		
Manual specification of $\kappa$ and $\kappa_0$ :	No		

Manual specification of K1,  $\delta$  and c:  
Compactness of the packing around pipe:  
Taking concentration factor  $\lambda F$  in account:

No  
Medium dense  
No

### 1.1.6 Loadings

Cover height:  
Additional surface load:  
Partial safety factor for outer water pressure:  
Groundwater level above pipe invert:  
Verification buoyancy:  
Weight of soil in uplift proof:  
Buoyant weight of soil in uplift proof:  
Inner pressure (construction state):  
Inner pressure (operational state):  
Pipe is filled with liquid during jacking:  
Pipe is filled with liquid during operation:  
Specific weight of medium:  
Traffic load:  
Manual definition reduction ratio for dynamic load:

h	11.0	m
P <sub>0</sub>	20.00	kN/m <sup>2</sup>
Y <sub>F,W</sub>	1.00	[-]
h <sub>GW</sub>	8.0	m
Yes		
Y <sub>B,A</sub>	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Y <sub>B',A</sub>	10.0	kN/m <sup>3</sup>
P <sub>I,C</sub>	0.0	bar
P <sub>I,O</sub>	0.0	bar
Yes		
Yes		
Y <sub>WF</sub>	10.0	kN/m <sup>3</sup>
No traffic		
No		

### 1.1.7 Calculation options

Buckling proof:  
Deformation proof:  
Admissible deflection according A161:  
Dynamic proof:  
Minimum sectional forces according standard:  
Comparison stress minimum sectional forces:

According to A 161  
According to A 161  
Yes  
Use standard  
Yes  
Use characteristic values

### 1.1.8 Reinforced concrete pipe

Choice of input:  
Outer diameter:  
Inner diameter:  
Concrete quality:  
Longitudinal compressive strength according to:

Do - Di		
d <sub>a</sub>	3,000	mm
d <sub>i</sub>	2,500	mm
C50/60		
DWA-A 161:2014, corrected version of September 2020		

Steel according to standard:  
Proof of crack width:  
View completed crack pattern:  
Admissible crack width:  
Perform equivalent stress proof:  
Manual input of Max f<sub>R</sub>:  
Calculate load class:  
Load cycle number manual:  
Young's modulus ratio manually:  
Pipe length:  
Minimal outer diameter:  
Maximum inner diameter:  
Manual value for  $\Delta a_{cal}$ :

Yes		
Yes		
Yes		
w <sub>k</sub>	0.20	mm
Yes		
No		
No		
No		
L <sub>R</sub>	2.30	m
d <sub>a,min</sub>	2,902	mm
d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
No		

Type:  
External exposition class:  
Exposure class inside:  
Special measures:  
Distance of axial reinforcement according to standard:

Double layer  
XC2: wet, rarely dry  
XC2: wet, rarely dry  
No  
Yes

Order of inner reinforcement bars:  
Order of outer reinforcement bars:

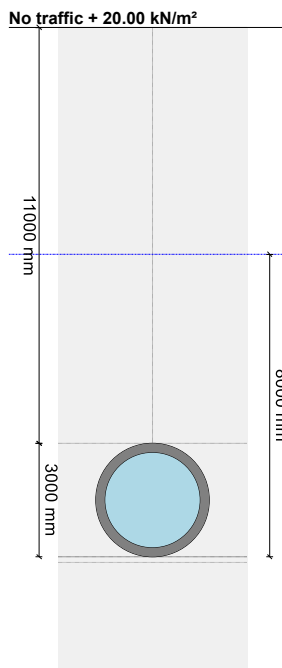
Axial bars within ring reinforcement  
Axial bars outside ring reinforcement

Diameter of internal ring reinforcement:  
Distance ring reinforcement internal:  
Diameter of external ring reinforcement:  
Distance ring reinforcement external:

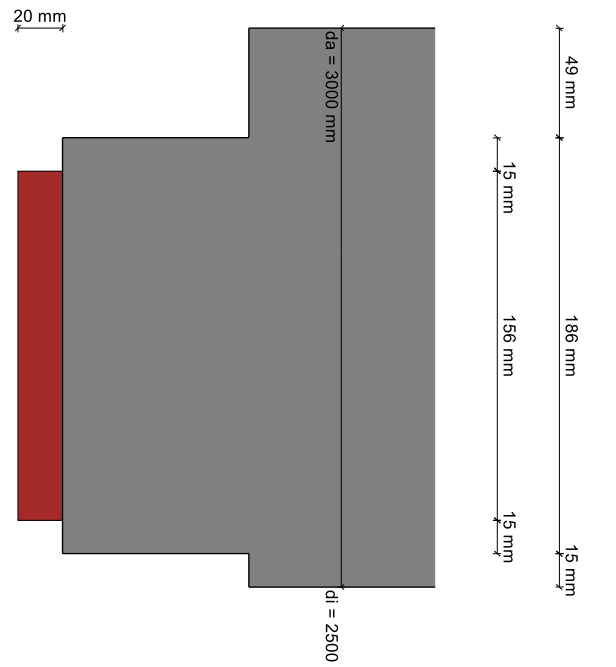
Ø <sub>rad,i</sub>	14	mm
e <sub>i</sub>	150	mm
Ø <sub>rad,e</sub>	14	mm
e <sub>e</sub>	150	mm

Diameter of internal axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,i}$	10	mm
Number of axial rods internal:	$n_{ax,i}$	40	[-]
Diameter of external axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,e}$	10	mm
Number of axial rods external:	$n_{ax,e}$	40	[-]
Nominal concrete cover inwards:	$C_{nom,i}$	40.0	mm
Nominal concrete cover outwards:	$C_{nom,e}$	40.0	mm
Define partial safety coefficients manually:	No		
Determine reinforcement quantity:	Do not determine		

1.1.8.1 System drawing



1.1.8.2 Front face with PTR



## 1.2 Results

### 1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)

Partial safety factor for non-static loads (traffic loads), radial:	Y <sub>Q</sub>	1.50	[-]
Partial safety coefficient for inner pressure (pressure pipes > 0,5 bar):	Y <sub>F,Pi</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor for static loads, radial:	Y <sub>F</sub>	1.35	[-]
Partial safety factor for loads, longitudinal:	Y <sub>F,ax</sub>	1.30	[-]

### 1.2.2 Intermediate results pipe

Inner diameter:	d <sub>i</sub>	2,500.0	mm
Outer diameter:	d <sub>a</sub>	3,000.0	mm
Mean radius:	r <sub>m</sub>	1,375.00	mm
Wall thickness:	s	250.00	mm
Ratio radius to wall thickness:	r <sub>m</sub> /s	5.500	[-]

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14a)}$$

Curve correction factor, internal:	α <sub>ki</sub>	1.061	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14b)}$$

Curve correction factor, external:	α <sub>ka</sub>	0.939	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

Local predeformation:	δ <sub>v,I</sub>	0.00	%
Predeformation (ovalisation before load):	δ <sub>v,A</sub>	0.00	%

Axially effected profile surface:	A <sub>ax</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Radial cross section:	A <sub>rad</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Distance of inertia:	e	125.00	mm
Moment of inertia:	I	1,302,0.33	mm <sup>4</sup> /mm
		83	
Outer moment of resistance:	W <sub>a</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Inner moment of resistance:	W <sub>i</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Surface ratio:	K <sub>Q</sub>	1.2	[-]

Minimum outer diameter:	d <sub>a,min</sub>	2,902	mm
Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	Δ <sub>a,cal</sub>	8.0	mm
Length of the single jacking pipe:	LR	2.30	m

#### 1.2.2.1 Material properties

Specific gravity:	Y <sub>R</sub>	25.0	kN/m <sup>3</sup>
Poissons ratio:	ν	0.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:	f <sub>ck,cyl</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube compressive strength:	f <sub>ck,cube</sub>	60.0	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{cm} = f_{ck,cyl} + 8$$

Compressive strength:	f <sub>cm</sub>	58.0	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	f <sub>ctm</sub>	4.1	N/mm <sup>2</sup>

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.30} \cdot 100 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 1,000$$

Average Young's modulus (secant modulus):	E <sub>cm</sub>	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>

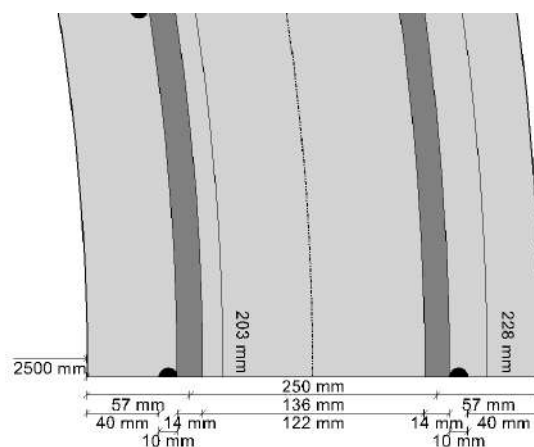


### 1.2.2.2 Safety factors

The partial safety coefficient transverse to the pipe axis is set at 1.15 (instead of 1.1 or 1.13 according to DWA-A 161 Table 6) in accordance with DIN EN 1993-1-9 Table 3.1.

Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	Y <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Local safety coefficient for component friction lateral to pipe axis:	Y <sub>M,rad</sub>	1.50	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability:	Y <sub>M,stab</sub>	1.85	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability regarding the pipe deformation:	Y <sub>M,stab,red</sub>	1.45	[-]
Partial safety factor bearing capacity concrete:	Y <sub>RC</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:	Y <sub>RS</sub>	1.15	[-]

### 1.2.2.3 Reinforced concrete pipe



		crown	springline	invert	
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
	$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	Z <sub>i</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$Z_e = \frac{h}{2} - c_{nom,e} - \varnothing_{ax,e} - \frac{\varnothing_{rad,e}}{2}$				
Lever outer ring reinforcement	Z <sub>e</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$d_{iK} = \frac{h}{2} + Z_i$				
Static height inner reinforcement cage	d <sub>iK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
	$d_{eK} = \frac{h}{2} + Z_e$				
Static height outer reinforcement cage	d <sub>eK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
N according to DIN V 1201:			n	15.0	[-]

$$Z_{id} = \frac{z_i \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,i} - z_e \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,e}}{A_{id}}$$

$Z_{id}$	0.0	0.0	0.0	mm
----------	-----	-----	-----	----

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{S,i} + n \cdot \text{vorh } a_{S,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$I_{id} = \frac{h^3}{12} + h \cdot z_{id}^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,i} \cdot [z_i - z_{id}]^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,e} \cdot [z_e + z_{id}]^2$$

Ideal moment of inertia	$I_{id}$	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	mm <sup>4</sup> /mm
-------------------------	----------	-----------------	-----------------	-----------------	---------------------

$$W_{id,a} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} + z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, outside	$W_{id,a}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
-------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

$$W_{id,i} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} - z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, inside	$W_{id,i}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm
--------------------------------	-------------	------	------	------	----

Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm
---------------------------------	-------------	------	------	------	----

### 1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete

#### 1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class

Minimal concrete quality, outwards: C16/20

Minimal concrete quality, inwards: C16/20

Concrete quality: C50/60

The minimum concrete quality is fulfilled.

#### 1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)

Concrete quality: C50/60

Minimum value for ratio wall thickness / radius:  
Inner diameter:  $\frac{\text{min. } t/r_m}{d_i}$  0.16 [-]  
2,500.0 mm

$$\text{min. } t = \frac{\text{min. } t/r_m}{2 - \text{min. } t/r_m} \cdot d_i$$

Calculated minimum wall thickness:  $\text{min. } t$  217.4 mm

The minimum wall thickness according to DIN V 1201:2004-08, 5.3.5.2 is fulfilled.

#### 1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)

Existing ring reinforcement inside:  $\text{vorh. } a_{sring,i}$  10.26 cm<sup>2</sup>/m

$$\text{min. } a_{s,i} = 0.004 \cdot \text{min. } t \quad \text{DIN V 1201 5.3.7}$$

Minimum ring reinforcement inside according to DIN V 1201, 5.3.7:  $\text{min. } a_{s,i}$  8.70 cm<sup>2</sup>/m

Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
min. a <sub>s,e</sub> = 0.003 · min. t				DIN V 1201 5.3.7
Minimum ring reinforcement outside according to DIN V 1201, 5.3.7:		min. a <sub>s,e</sub>	6.52	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. a <sub>s</sub>	crown	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum reinforcement	min. a <sub>s</sub>	springline	10.26	cm <sup>2</sup> /m
		invert	10.26	cm <sup>2</sup> /m
			8.70	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (minimum reinforcement DIN)	U min. a <sub>s</sub>	84.7	63.5	84.7 %

The minimum reinforcement according DIN V 1201:2004-08, 5.3.7 is in range.

#### 1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)

$$\text{vorh. } a_{\text{sring},i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{rad},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_i}$$

Existing ring reinforcement inside:		vorh. a <sub>sring,i</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
a <sub>s,e,60%i</sub> = 0.60 · vorh. a <sub>sring,i</sub>				
Minimum ring reinforcement outside (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e,60%i</sub>	6.16	cm <sup>2</sup> /m
Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum ring reinforcement outside, percentage (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e/i%</sub>	100.00	%

#### 1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)

Maximum target distance longitudinal reinforcement:		e <sub>L,max</sub>	333	mm
Number of axial rods internal:		n <sub>ax,i</sub>	40	[-]
$r_i = \frac{d_i}{2} + c_{\text{nom},i} + \frac{\varnothing_{\text{ax},i}}{2}$				
Radius inside:		r <sub>i</sub>	1,295	mm
U <sub>Li,vor</sub> = 2 · r <sub>i</sub> · π				
Existing inner circumference axial reinforcement:		U <sub>Li,vor</sub>	8,137	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,i</sub>	203	mm
$\text{vorh } a_{\text{S,L},i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{ax},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{\text{L,vor},i}}$				
Existing axial reinforcement inner cage:		vorh a <sub>S,L,i</sub>	3.86	cm <sup>2</sup> /m
Number of axial rods external:		n <sub>ax,e</sub>	40	[-]
$r_e = \frac{d_a}{2} - 0.04 - \frac{\varnothing_{\text{ax},e}}{2}$				
External radius at springline:		r <sub>e</sub>	1,455	mm
U <sub>Le,vor</sub> = 2 · r <sub>e</sub> · π				
Existing outer circumference axial reinforcement:		U <sub>Le,vor</sub>	9,142	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,e</sub>	229	mm

$$\text{vorh } a_{S,L,e} = \left[ \frac{\varnothing_{ax,e}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{L,vor,e}}$$

Existing axial reinforcement outer cage: vorh  $a_{S,L,e}$       3.44      cm<sup>2</sup>/m

The distance of axial reinforcement is sufficiently low.

### 1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)

A retention dimension of 10 mm is used (pipe according to DIN V 1201).

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

The required concrete cover outside was increased by 5 mm (jacking pipe).

		crown	springline	invert	
Required concrete cover outwards	erf. $C_{nom,e}$	30.0	30.0	30.0	mm
Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm

The external concrete cover is sufficient.

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

		crown	springline	invert	
Required concrete cover inwards	erf. $C_{nom,i}$	25.0	25.0	25.0	mm
Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm

The internal concrete cover is sufficient.

### 1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces

$$\kappa_{min} = 1 + (0.5 - z_k/d_{a,min}) \geq 1 \quad (49)$$

Increasing coefficient for planned curves:		Kmin			1.000	[-]
		crown	springline	invert		
		45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47a)	-45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47b)	45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47c)		
Design moment for minimum dimensioning	$M_{d,min}$	85.078	-85.078	85.078	kNm/m	
Design normal force for minimum dimensioning	$N_{d,min}$	-135·rm·kmin (48a) -185.625	-270·rm·kmin (48b) -371.250	-135·rm·kmin (48c) -185.625	kN/m	

#### Ring reinforcement

$$z_i = \frac{h}{2} - C_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$$

Lever inner ring reinforcement	$z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
$M_{Ed,s,min} =  M_{d,min}  - z_i \cdot N_{d,min}$					
Dimensioning moment	$M_{Ed,s,min}$	97.701	110.323	97.701	kNm/m
$\mu_{Ed,s} =  M_{Ed,s,min}  / (d^2 \cdot f_{cd})$					
Normalized dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0926	0.1045	0.0926	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega_{min}$	0.0975	0.1108	0.0975	[-]
Static height	d	0.193	0.193	0.193	m

$$\sigma_{s,d,min} = f_{yd}$$

Calculation value of steel ultimate flexural	$\sigma_{s,d,min}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
--	--------------------	--------	--------	--------	-------------------

$$a_{s,calc,min} = \frac{\omega_{min} \cdot 1 \cdot d \cdot f_{cd} + N_{d,min}}{\sigma_{s,d,min}}$$

Calculated required reinforcement	$a_{s,calc,min}$	7.99	5.40	7.99	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement	$U a_{s,calc,min}$	77.8	52.6	77.8	%

The chosen reinforcement is sufficient.

### Comparison stress

The minimum sectional forces (calculated according to DWA-A 161, section 7.3) will be divided by 1.35 for the verification of serviceability DWA-A 161, section 9.4.3.2

Assumed moment (char.)	$M_{k,min}$	crown 63.021	springline -63.021	invert 63.021	kNm/m
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm

$$\sigma_{M,E,min} = \frac{|M_{k,min}|}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E,min}$	5.4537	5.4537	5.4537	N/mm <sup>2</sup>
Assumed normal force (char.)	$N_{k,min}$	-137.500	-275.000	-137.500	kN/m

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{s,i} + n \cdot \text{vorh } a_{s,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$\sigma_{N,E,min} = \frac{N_{k,min}}{A_{id}}$$

Stress component from normal forces	$\sigma_{N,E,min}$	-0.4897	-0.9794	-0.4897	N/mm <sup>2</sup>
-------------------------------------	--------------------	---------	---------	---------	-------------------

$$\sigma_{bz,min} = \sigma_{M,E,min} + \sigma_{N,E,min}$$

Decisive tensile bending stress	$\sigma_{bz,min}$	4.9640	4.4743	4.9640	N/mm <sup>2</sup>
Stress ratio	$\sigma_{N,E,min}/\sigma_{M,E,min}$	-0.0898	-0.1796	-0.0898	[-]
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm
Constant according to the DIN V 1201, Picture 9	$f_{R,min}$	1.08	0.99	1.08	[-]

$$\sigma_{VR,min} = f_{R,min} \cdot \sigma_{bz,min}$$

Comparison stress of the pipe under cracking force in condition I	$\sigma_{VR,min}$	5.34	4.42	5.34	N/mm <sup>2</sup>
---	-------------------	------	------	------	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:			$\max \sigma_{VR}$	6.00	N/mm <sup>2</sup>
Utilisation equivalent pipe stress (minimum design)	$U \sigma_{VR,min}$	89.0	73.6	89.0	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.4 Intermediate results for the soil

Specific weight of soil:	$\gamma_B$	20.0		kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil:	$\gamma'_B$	11.0		kN/m <sup>3</sup>
Soil group around pipe:	G2			
Angle of inner friction around pipe:	$\phi'^2$	30.0		°
Basis value of modulus of deformation of soil:	$E_0$	30.00		N/mm <sup>2</sup>
Coefficient for the compactness of the packing/consistency according A161 table 3/4:	$f_1$	0.40		[-]

Loosening coefficient caused by jacking according to A161, table 5.:	$f_2$	1.00	[-]
Angle of inner friction above pipe:	$\varphi'_1$	30.0	°
Stress exponent:	$z$	0.5	[-]
$\delta/\varphi'_1 = \frac{\delta}{\varphi'_1}$			
Ratio:	$\delta/\varphi'_1$	0.50	[-]
Angle of wall friction:	$\delta$	15.00	°
Earth pressure ratio above pipe:	$K_1$	0.40	[-]
$b = d_a \cdot \sqrt{3}$			(7)
Influence width of soil above pipe:	$b$	5.20	m
$\kappa = \frac{1 - e^{\left(-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta\right)}}{2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta}$			(8)
Reduction factor earth load:	$\kappa$	0.804	[-]
$\kappa_0 = e^{\left(-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta\right)}$			(9)
Reduction factor surface load:	$\kappa_0$	0.635	[-]
Remarks concerning silo theory: The consideration of concentration factor $\lambda F$ is necessary.:	Silo theory can be used. Yes		
Concentration factor:	$\lambda$	1.000	[-]
Base value of earth pressure ratio below crown:	$K_{2,0}$	0.50	[-]
$K_{2,Bau} = K_{2,0} \cdot f_2 \leq K_{2,0} \leq 0.4$			(4)
Earth pressure ratio above pipe, construction state:	$K_{2,Bau}$	0.40	[-]
$K_{2,End} = K_{2,Bau} + 0.1 \leq K_{2,0} \leq 0.5$			(4)
Earth pressure ratio above pipe, operational state:	$K_{2,End}$	0.50	[-]
<b>1.2.5 Construction state</b>			
<u>1.2.5.1 Loads Construction state</u>			
$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0$			(5b)
Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	153.380	kN/m <sup>2</sup>
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	153.380	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,v} = q_0 + p_T$			(53)
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	191.725	kN/m <sup>2</sup>
Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be $\cos^2$ - or $\sin^2$ -shaped.:	Yes		
Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
$q_0 = \frac{3}{2 + K_2} \cdot q_{Ev}$			(26)
Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	191.725	kN/m <sup>2</sup>

$$q_{0,h} = \left( q_0 + \frac{Y'_B \cdot d_a}{2} \right) \cdot K_2 \quad (34a)$$

Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	83.290	kN/m <sup>2</sup>	
				(53)

$$q_{Ges,h} = q_{0,h} + p_{Th}$$

Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	83.290	kN/m <sup>2</sup>	
---	-------------	--------	-------------------	--

Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar	
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.500	bar	

Pipe stiffness:	$S_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>	
Pipe stiffness:	$\bar{S}_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>	

Scaling reference value:	$\sigma_{B,0}$	100.0	kN/m <sup>2</sup>	
--------------------------	----------------	-------	-------------------	--

$$f_3 = \left( \frac{p_{Ev}}{\sigma_{B,0}} \right)^2 \geq 1 \quad (2)$$

Increase factor due to soil stress:	$f_3$	1.24	[-]	
				(1)

$$E_B = E_0 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3$$

Modulus of deformation of soil:	$E_B$	14.86	N/mm <sup>2</sup>	
Earth pressure ratio below crown:	$K_2$	0.40	[-]	

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:	$S_{Bh}$	8.92	N/mm <sup>2</sup>	
-----------------------	----------	------	-------------------	--

$$V_{RB} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

System stiffness:	$V_{RB}$	2.0939	[-]	
The pipe soil system behaves flexible.:	No			

### 1.2.5.2 Section forces Construction state

Partial safety factor for static loads, radial:	$\gamma_F$	1.35	[-]	
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]	
Mean radius:	$r_m$	1,375.00	mm	

Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar	
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.500	bar	
Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	191.725	kN/m <sup>2</sup>	
Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	83.290	kN/m <sup>2</sup>	
Vertical soil stress due to traffic load:	$p_T$	0.00	kN/m <sup>2</sup>	
Horizontal soil stress due to traffic load:	$p_{Th}$	0.00	kN/m <sup>2</sup>	
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	191.725	kN/m <sup>2</sup>	
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	83.290	kN/m <sup>2</sup>	

Moments:					
	$m_{q_0}$	crown 0.167	springline -0.167	invert 0.167	[-]
					(24)

$$M_{q_{0v,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_0} \cdot q_0 \cdot r_m^2$$

Vertical load due to earth coverage	$M_{q_{0v,d}}$	81.721	-81.721	81.721	kNm/m
	$m_{p_T}$	0.250	-0.250	0.250	[-]

$$M_{p_{Tv,d}} = \gamma_Q \cdot m_{p_T} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load	$M_{p_{Tv,d}}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$m_{p_{Th}}$	-0.250	0.250	-0.250	[-]

$M_{pTh,d} = Y_Q \cdot m_{pTh} \cdot P_{Th} \cdot r_m^2$ (31)					
Horizontal load due to traffic	$M_{pTh,d}$ $m_{qh}$	0.000 -0.167	0.000 0.167	0.000 -0.167	kNm/m [-]
$M_{qh,d} = Y_F \cdot m_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m^2$ (33)					
Horizontal load due to earth coverage	$M_{qh,d}$ $m_g$	-35.502 0.384	35.502 -0.437	-35.502 0.706	kNm/m [-]
$M_{g,d} = Y_F \cdot m_g \cdot Y_R \cdot s \cdot r_m^2$ (37)					
Dead weight	$M_{g,d}$ $m_w$	6.126 0.192	-6.971 -0.219	11.262 0.353	kNm/m [-]
$M_{w,d} = Y_F \cdot m_w \cdot Y_W \cdot r_m^3$ (39)					
Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$ $m_a$	6.738 -0.192	-7.686 0.219	12.388 -0.353	kNm/m [-]
$M_{a,d} = Y_{F,W} \cdot m_a \cdot Y_W \cdot r_m^3$ (41)					
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.991	5.693	-9.177	kNm/m
$M_{pw,d} = ((Y_F \cdot p_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$ (43)					
Water pressure	$M_{pw,d}$ $m_{qh}^*$	-0.259 -0.181	-0.259 0.208	-0.259 -0.181	kNm/m [-]
$M_{qEh^*,d} = Y_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$ (45a)					
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qTh^*,d} = Y_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2$ (45b)					
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$					
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
Sum of moments	$\Sigma M_d$	53.833	-55.442	60.435	kNm/m
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	46.220	-46.220	46.220	kNm/m
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	7.614	-9.222	14.215	kNm/m
Normal forces:					
	$n_{qo}$	crown -0.333	springline -0.667	invert -0.333	[-]
$N_{q0v,d} = Y_F \cdot n_{qo} \cdot q_0 \cdot r_m$ (25)					
Vertical load due to earth coverage	$N_{q0v,d}$ $n_{pT}$	-118.511 0.000	-237.378 -1.000	-118.511 0.000	kN/m [-]
$N_{pTv,d} = Y_Q \cdot n_{pT} \cdot P_T \cdot r_m$ (30)					
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$ $n_{pTh}$	0.000 -1.000	0.000 0.000	0.000 -1.000	kN/m [-]
$N_{pTh,d} = Y_Q \cdot n_{pTh} \cdot P_{Th} \cdot r_m$ (32)					
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$ $n_{qh}$	0.000 -0.667	0.000 -0.333	0.000 -0.667	kN/m [-]
$N_{qh,d} = Y_F \cdot n_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m$ (34)					
Horizontal load due to earth coverage	$N_{qh,d}$	-103.123	-51.484	-103.123	kN/m



	$n_g$	0.250	-1.571	-1.428	[-]
$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$					(38)
Dead weight	$N_{g,d}$	2.900	-18.226	-16.567	kN/m
	$n_w$	0.625	0.215	0.786	[-]
$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$					(40)
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.952	5.488	20.061	kN/m
	$m_a$	-0.625	-0.215	-0.786	[-]
$N_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$					(42)
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.816	-4.065	-14.860	kN/m
$N_{pw,d} = (\gamma_F \cdot p_i \cdot r_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$					(44)
Water pressure	$N_{pw,d}$	-75.000	-75.000	-75.000	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-289.598	-380.666	-308.000	kN/m
$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{q0v,d} + N_{pTV,d} + N_{qh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$					
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-221.634	-288.863	-221.634	kN/m
$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$					
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-67.964	-91.803	-86.366	kN/m
<b>1.2.5.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$					
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$					
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
		crown	springline	invert	
Sum of moments	$M_E$	38.515	-39.659	42.320	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	53.833	-55.442	60.435	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-237.025	-302.473	-251.445	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-289.598	-380.666	-308.000	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$					
Lever inner ring reinforcement	$Z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot Z_{s1}$					
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	73.526	81.327	81.379	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m

$$\mu_{Ed,s} = \frac{|M_{Ed,s}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0697	0.0771	0.0771	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0724	0.0804	0.0805	[-]

$$\sigma_{s,d} = f_{yd}$$

Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
---	----------------	--------	--------	--------	-------------------

$$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$$

Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	2.45	1.36	3.04	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	U $a_{s,calc}$	23.9	13.2	29.6	%

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	crown 11,555.56	springline 11,555.56	invert 11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
--	----------	--------------------	-------------------------	---------------------	---------------------

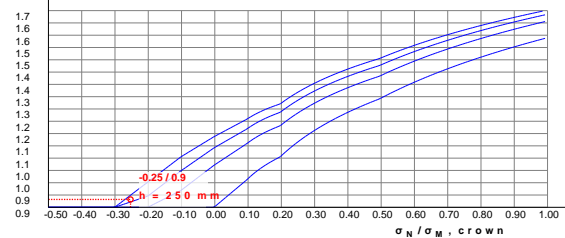
$$|\sigma_{M,E}| = \frac{M_E}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	3.3331	3.4320	3.6623	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.8441	-1.0772	-0.8955	N/mm <sup>2</sup>

$$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$$

Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	2.4889	2.3548	2.7668	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N / \sigma_M$	-0.2533	-0.3139	-0.2445	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm

Coefficient according to DIN V 1201, figure 9  
 $f_{R, crown}$



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	0.93	0.90	0.94	[-]
---	-------	------	------	------	-----

$$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$$

Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	2.32	2.12	2.59	N/mm <sup>2</sup>
--	---------------	------	------	------	-------------------

Average ultimate flexural tensile stress:  $f_{ctm}$  4.1 N/mm<sup>2</sup>

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:  $\max \sigma_{VR}$  6.00 N/mm<sup>2</sup>

$$U_{\sigma_{VR}} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$$

Utilisation equivalent pipe stress  $U_{\sigma_{VR}}$  38.6 35.3 43.2 %

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:  $b$  1,000.00 mm  
Average Young's modulus (secant modulus):  $E_{cm}$  37,278 N/mm<sup>2</sup>  
Young's modulus reinforcement:  $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Ratio of Young's moduli:  $\alpha_e$  5.37 [-]

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

Effective tensile strength of concrete (without minimum):  $f_{ct,eff}$  4.07 N/mm<sup>2</sup>  
Profile height  $h$  250.00 250.00 250.00 mm

Relevant steel diameter  $d_s$  14.00 14.00 14.00 mm

$$\text{vorh } a_{s,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$$

Existing reinforcement internal cage  $\text{vorh } a_{s,i}$  10.26 10.26 10.26 cm<sup>2</sup>/m

$$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$$

Static height inner reinforcement cage  $d_{iK}$  193.0 193.0 193.0 mm

$$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$$

Distance to centroid state I  $z_{s1}$  68.00 68.00 68.00 mm

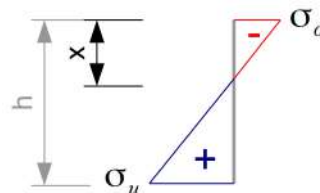
$$z = 0.90 \cdot d_{iK}$$

Inner lever for crack width proof (~0.9d)  $z$  173.70 173.70 173.70 mm

$$\sigma_o = N/A - M/W$$

$$\sigma_u = N/A + M/W$$

$$W = h^2/6$$



$$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$$

$$x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$$

Height of compression zone state I  $x$  157.05 164.72 155.95 mm

$$d_1 = h - d_{iK}$$

Distance between axis and edge under tension  $d_1$  57.00 57.00 57.00 mm

$$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$$

Minimum height of the tension zone  $2 \cdot d_1$  114.00 114.00 114.00 mm

$$h_{\text{Grenz}} = \frac{h - x}{3}$$

Calculated height of the tension zone  $h_{\text{Grenz}}$  30.98 28.43 31.35 mm

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from  $(h-x)/3$  to  $(h-x)/2$ , since the reinforcement is located outside the effective range  $(h-x)/3$  at at least one point in the cross-section.

$$h_{\text{C,ef}} = \frac{h - x}{2}$$

Effective height of the impact area  $h_{\text{C,ef}}$  46.47 42.64 47.03 mm

$$A_{\text{C,eff}} = h_{\text{C,ef}} \cdot b$$

Effective range of reinforcement  $A_{\text{C,eff}}$  464.74 426.38 470.27 cm<sup>2</sup>

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 38.52	Springline -39.66	Bottom 42.32	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-237.03	-302.47	-251.45	kN/m

$$M_{\text{Eds}} = |M_{d,0}| - N_{d,0} \cdot z_{s1}$$

Decisive moment crack width proof  $M_{\text{Eds}}$  54.63 60.23 59.42 kNm/m

$$\sigma_s = \frac{\frac{M_{\text{Eds}}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{s,i}}$$

Steel stress  $\sigma_s$  75.52 43.13 88.31 N/mm<sup>2</sup>

$$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{s,i}}{A_{\text{C,eff}}}$$

EN 1992-1-1 (7.10)

Effective level of reinforcement  $\text{eff } \rho$  22.08 24.07 21.82 ‰

$$s_{r,1} = \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3.60 \cdot f_{ct,eff}}$$

DIN 1045-1 (137-b)

Crack distance first or single crack  $s_{r,1}$  72.13 41.19 84.35 mm

$$s_{r,a} = \frac{d_s}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$$

DIN 1045-1 (137-a)

Crack distance if crack formation is finished  $s_{r,a}$  176.11 161.57 178.21 mm

$$s_{r,max} = \min(|s_{r,1}|; s_{r,a})$$

DIN 1045-1 (137+)

Decisive crack distance  $s_{r,max}$  72.13 41.19 84.35 mm

$$\epsilon_R = \frac{\sigma_s - \frac{0.40 \cdot f_{ct,eff}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$$

EN 1992-1-1 (7.9-a)

Difference of strains, calculation value  $\epsilon_R$  -0.03 -0.17 0.02 ‰

$$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_s}{E_s}$$

EN 1992-1-1 (7.9-b)

Difference of strains, minimum value  $\epsilon_M$  0.23 0.13 0.26 ‰

$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					EN 1992-1-1 (7.9)
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.23	0.13	0.26	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\max} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$					EN 1992-1-1 (7.8)
Calculated crack width, total load	$\text{vorh } w_k$	0.016	0.005	0.022	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	8.2	2.7	11.2	%
The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.					

#### 1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 63.02	Springline -63.02	Bottom 63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_s = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{s,i}}$					
Steel stress	$\sigma_s$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{s,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					EN 1992-1-1 (7.10)
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					DIN 1045-1 (137-b)
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_s}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					DIN 1045-1 (137-a)
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\max} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					DIN 1045-1 (137+)
Decisive crack distance	$s_{r,\max}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_s - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-a)
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_s}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-b)
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰

$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$		EN 1992-1-1 (7.9)			
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.87	0.57	0.87	‰
vorh $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$		EN 1992-1-1 (7.8)			
Calculated crack width, minimum dimension	vorh $w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,min} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,min}$	93.2	52.0	93.2	%
Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.					

## 1.2.6 Proof of admissibility of jacking force

### 1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,min}$	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	$\sigma_{LD}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]
Characteristic strength of pipe material.:	$f_k$	50.00	N/mm <sup>2</sup>
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	$E_{R,ax}$	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	$f_d$	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	-------	-------	-------------------

### 1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	$R_{Plan}$	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	$L_R$	2.30	m

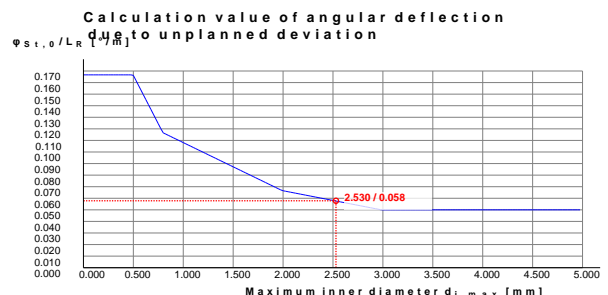
$$\varphi_R = \arctan\left(\frac{L_R}{R_{Plan}}\right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
---	-------------	-------	---

$\varphi_R$  was assumed as 0°, as for  $\varphi_R < 0,05^\circ$  the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
--	-------------	-------	---

Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
-------------------------	-------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St,0}/L_R$	0.058	°/m
---	----------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0}/L_R \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St}$	0.196	°
--	----------------	-------	---

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan\left(\frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}}\right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
---	--------------------------	-------	---

Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
--	--------	------	-----

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}) ; \varphi_{St} \cdot \varphi_{\Delta a,cal}] \quad (92)$$

Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°
---	-----------------	-------	---

### 1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

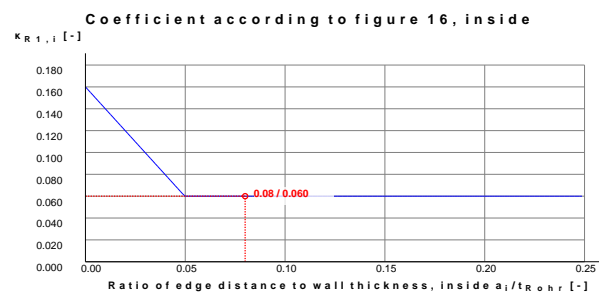
#### Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)

Flake board (P5, P7)

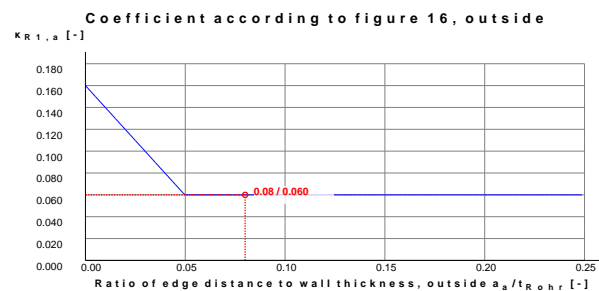
Outer diameter of PTR:	$d_{a,DÜR}$	2,872.2	mm
Inner diameter of the PTR:	$d_{i,DÜR}$	2,559.8	mm
Outer edge distance of PTR:	$a_{a,DÜR}$	14.9	mm
Inner edge distance of PTR:	$a_{i,DÜR}$	14.9	mm
Width of PTR:	$t_{DÜR}$	156.2	mm
Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,min}$	186.0	mm

$$\kappa_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

Ratio $t_{DÜR}$ to $t_{Rohr}$ :	$\kappa_t$	1.190	[-]
---------------------------------	------------	-------	-----



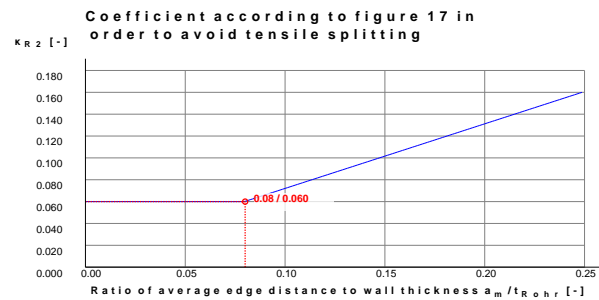
Ratio of edge distance to wall thickness, inside:	$a_i/t_{Rohr}$	0.080	[-]
Coefficient according to figure 16, inside:	$K_{R1,i}$	0.060	[-]



Ratio of edge distance to wall thickness, outside:	$a_a/t_{Rohr}$	0.080	[-]
Coefficient according to figure 16, outside:	$K_{R1,a}$	0.060	[-]

$$\kappa_{R1} = \max(\kappa_{R1,i}, \kappa_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:	$\kappa_{R1}$	0.060	[-]
--	---------------	-------	-----



Ratio of average edge distance to wall thickness:  
Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:

$a_m/t_{Rohr}$	0.080	[-]
$K_{R2}$	0.060	[-]

$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:  
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:

$K_R$	0.060	[-]
$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>

$$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R} \quad (98)$$

Coefficient for permissible compressive stress:

$\alpha_{D,T}$	1.000	[-]
----------------	-------	-----

$$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot K_t \cdot f_d \quad (97)$$

Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:

$\sigma_{cal}$	44.09	N/mm <sup>2</sup>
----------------	-------	-------------------

Estimated thrust force, control variable:

$F_j$	9,528	kN
-------	-------	----

$$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$$

Evenly distributed stress in the PTR:

$\sigma_{0DÜR}$	7.15	N/mm <sup>2</sup>
-----------------	------	-------------------

$$\sigma_I = 2 \cdot \sigma_{0DÜR} \quad (107)$$

Relevant stress of preload:

$\sigma_I$	14.29	N/mm <sup>2</sup>
------------	-------	-------------------

$$\sigma_I/\sigma_{cal} = \frac{\sigma_I}{\sigma_{cal}}$$

Percentage of preload:

$\sigma_I/\sigma_{cal}$	32.4	%
-------------------------	------	---

#### 1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring

##### Layer 1

Flake board (P5, P7)  
Layer thickness:

$s_d$	20.00	mm
-------	-------	----

$$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6(\sigma_I/\sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal}) + 6108.7 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^2 - 14090 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835) \quad (109)$$

Stiffness of the layer:

$E_{cal}$	588.62	N/mm <sup>2</sup>
-----------	--------	-------------------

$$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}} \quad (102 / 111)$$

Deformation component of the layer:

$\Delta s_{DÜR,S}$	5.5	mm
--------------------	-----	----



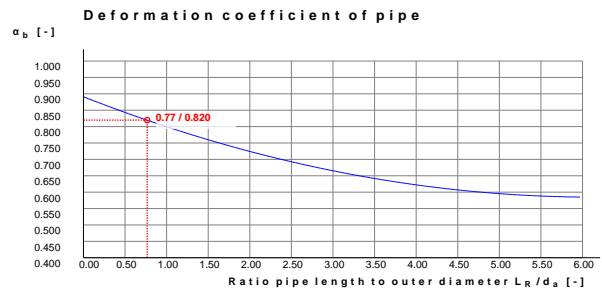
### 1.2.6.5 Deformation of pipe

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{cal}} \cdot \frac{t_{\text{DÜR}}}{t_{\text{R,min}}} \quad (103b)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_{\text{cal}} \cdot t_{\text{DÜR}}}{t_{\text{R,min}}}$$

Calculated compressive stress in pipe material:

$\sigma_{\max}$  37.04 N/mm<sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$L_R/d_a$  0.77 [-]

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \quad (105)$$

Deformation coefficient of pipe:

$\alpha_b$  0.820 [-]

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \ \& \ \geq 0$$

Coefficient:

$\alpha_\varphi$  0.000 [-]

$$K_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi)$$

(104)

Deformation factor of pipe:

$K_{ab}$  0.500 [-]

$$\Delta s_R = \frac{\sigma_{\max} \cdot K_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \quad (103a)$$

Deflection component of jacking pipe:

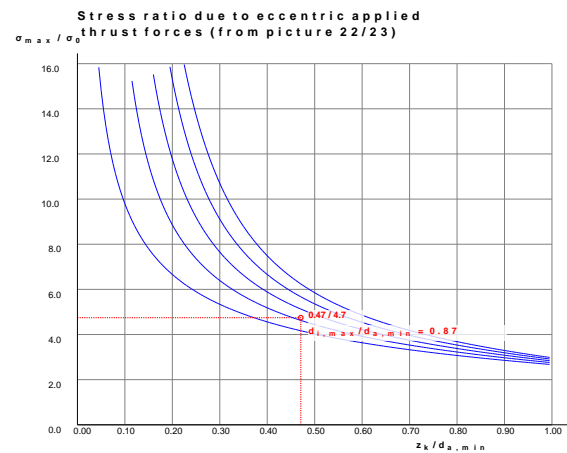
$\Delta s_R$  1.1 mm

**Result**

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta s_{DÜR} + \Delta s_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \quad (101)$$

Joint gap dimension:

$z_k/d_{a,min}$  0.47 [-]



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$$A_R = \frac{(d_{a,min}^2 - d_{i,max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:  
Partial safety factor for loads, longitudinal:

$\sigma_{max} / \sigma_0$  4.75 [-]

$A_R$  15,870.572 cm<sup>2</sup>  
 $\gamma_{F,ax}$  1.30 [-]

$$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{max}}{\sigma_{max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}} \quad (113)$$

Permissible thrust force:

$F_j$  9,528 kN

$$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0 \quad (113)$$

Axial stress, Design value acting in the spigot end:

$\sigma_{x,d}$  -37.04 N/mm<sup>2</sup>

$$A_{R,0} = \frac{(\left[ d_i + 2 \cdot A_{ax} \right]^2 - d_i^2) \cdot \pi}{4}$$

Area for axial pressure beyond coupling zone:

$A_{R,0}$  21,598.45 cm<sup>2</sup>

$$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0 \quad (113)$$

Axial stress in the pipe. Design value:

$\sigma_{x,d,0}$  -27.21 N/mm<sup>2</sup>

### 1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft

The equivalent stress proof is not required for rigid pipes.

## 1.2.7 Operating state

### 1.2.7.1 Loads Operating state

$$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0 \quad (5b)$$

Vertical soil stress at crown level:

$p_{Ev}$  153.380 kN/m<sup>2</sup>

Effective vertical stress at pipe crown level:

$q_{Ev}$  153.380 kN/m<sup>2</sup>

$$q_{Ges,v} = p_{Ev} + p_T \quad (53)$$

Total vertical soil stresses at pipe crown level:

$q_{Ges,v}$  153.380 kN/m<sup>2</sup>

Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be cos <sup>2</sup> - or sin <sup>2</sup> -shaped.:		No		
Ground water level in the upper half of the pipe:		$h_{GW,oRh}$	3.000	m
$q_{Eh} = \left( p_{Ev} + \gamma_B \cdot (d_a - h_{GW,oRh}) + \gamma'_B \cdot \left( h_{GW,oRh} - \frac{d_a}{2} \right) \right) \cdot K_2$				
Horizontal soil stress at pipe:		$q_{Eh}$	84.94	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,h} = q_{Eh} + p_{Th}$				(53)
Total horizontal soil stresses at pipe:		$q_{Ges,h}$	84.940	kN/m <sup>2</sup>
Inner gauge pressure:		$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:		$p_{a,Sc}$	0.500	bar
Pipe stiffness:		$S_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Pipe stiffness:		$\bar{S}_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Scaling reference value:		$\sigma_{B,0}$	100.0	kN/m <sup>2</sup>
$f_3 = \left( \frac{p_{Ev}}{\sigma_{B,0}} \right)^z \geq 1$				(2)
Increase factor due to soil stress:		$f_3$	1.24	[-]
$E_B = E_0 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3$				(1)
Modulus of deformation of soil:		$E_B$	14.86	N/mm <sup>2</sup>
Earth pressure ratio below crown:		$K_2$	0.50	[-]
$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B$				(18)
Stiffness of bedding:		$S_{Bh}$	8.92	N/mm <sup>2</sup>
$V_{RB,LK} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}}$				(14)
System stiffness:		$V_{RB}$	2.0939	[-]
The pipe soil system behaves flexible.:		No		
<b>1.2.7.2 Section forces Operating state</b>				
Partial safety factor for static loads, radial:		$\gamma_F$	1.35	[-]
Partial safety factor for outer water pressure:		$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]
Mean radius:		$r_m$	1,375.00	mm
Inner gauge pressure:		$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:		$p_{a,Sc}$	0.500	bar
Effective vertical stress at pipe crown level:		$q_{Ev}$	153.380	kN/m <sup>2</sup>
Horizontal soil stress at pipe:		$q_{Eh}$	84.94	kN/m <sup>2</sup>
Vertical soil stress due to traffic load:		$p_T$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Horizontal soil stress due to traffic load:		$p_{Th}$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Total vertical soil stresses at pipe crown level:		$q_{Ges,v}$	153.380	kN/m <sup>2</sup>
Total horizontal soil stresses at pipe:		$q_{Ges,h}$	84.940	kN/m <sup>2</sup>
Moments:				
	$m_{pEv}$	crown	0.250	
		springline	-0.250	
		invert	0.250	[-]
$M_{pEvd} = \gamma_F \cdot m_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2$				(27)
Vertical load due to earth coverage	$M_{pEv,d}$	97.870	-97.870	97.870
	$m_{pT}$	0.250	-0.250	0.250
				kNm/m
$M_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot m_{pT} \cdot p_T \cdot r_m^2$				(29)

Vertical load due to traffic load	$M_{pTv,d}$ $m_{pTh}$	0.000 -0.250	0.000 0.250	0.000 -0.250	kNm/m [-]	
						$M_{pTh,d} = Y_Q \cdot m_{pTh} \cdot P_{Th} \cdot r_m^2$ (31)
Horizontal load due to traffic	$M_{pTh,d}$ $m_{pEh}$	0.000 -0.250	0.000 0.250	0.000 -0.250	kNm/m [-]	
						$M_{pEh,d} = Y_F \cdot m_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$ (35)
Horizontal load due to earth coverage	$M_{pEh,d}$ $m_g$	-54.199 0.384	54.199 -0.437	-54.199 0.706	kNm/m [-]	
						$M_{g,d} = Y_F \cdot m_g \cdot Y_R \cdot s \cdot r_m^2$ (37)
Dead weight	$M_{g,d}$ $m_w$	6.126 0.192	-6.971 -0.219	11.262 0.353	kNm/m [-]	
						$M_{w,d} = Y_F \cdot m_w \cdot Y_W \cdot r_m^3$ (39)
Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$ $m_a$	6.738 -0.192	-7.686 0.219	12.388 -0.353	kNm/m [-]	
						$M_{a,d} = Y_{F,W} \cdot m_a \cdot Y_W \cdot r_m^3$ (41)
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.991	5.693	-9.177	kNm/m	
						$M_{pw,d} = ((Y_F \cdot p_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$ (43)
Water pressure	$M_{pw,d}$ $m_{qh^*}$	-0.259 -0.181	-0.259 0.208	-0.259 -0.181	kNm/m [-]	
						$M_{qEh^*,d} = Y_F \cdot m_{qh^*} \cdot q_{Eh^*} \cdot r_m^2$ (45a)
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
						$M_{qTh^*,d} = Y_Q \cdot m_{qh^*} \cdot q_{Th^*} \cdot r_m^2$ (45b)
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
						$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
Sum of moments	$\Sigma M_d$	51.284	-52.893	57.886	kNm/m	
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	43.671	-43.671	43.671	kNm/m	
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	7.614	-9.222	14.215	kNm/m	
Normal forces:						
	$n_{pEv}$	crown 0.000	springline -1.000	invert 0.000	[-]	
						$N_{pEv,d} = Y_F \cdot n_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m$ (28)
Vertical load due to earth coverage	$N_{pEv,d}$ $n_{pT}$	0.000 0.000	-284.712 -1.000	0.000 0.000	kN/m [-]	
						$N_{pTv,d} = Y_Q \cdot n_{pT} \cdot P_T \cdot r_m$ (30)
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$ $n_{pTh}$	0.000 -1.000	0.000 0.000	0.000 -1.000	kN/m [-]	
						$N_{pTh,d} = Y_Q \cdot n_{pTh} \cdot P_{Th} \cdot r_m$ (32)
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$ $n_{pEh}$	0.000 -1.000	0.000 0.000	0.000 -1.000	kN/m [-]	

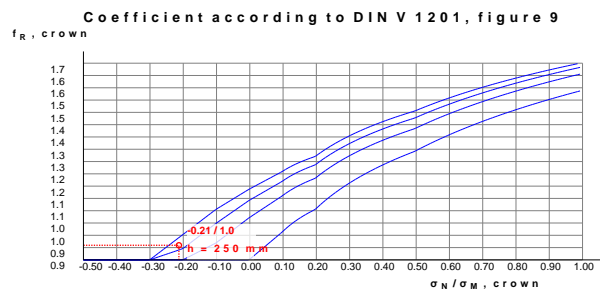
$N_{pEh,d} = Y_F \cdot n_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m$ (36)					
Horizontal load due to earth coverage	$N_{pEh,d}$	-157.670	0.000	-157.670	kN/m
	$n_g$	0.250	-1.571	-1.428	[-]
$N_{g,d} = Y_F \cdot n_g \cdot Y_R \cdot s \cdot r_m$ (38)					
Dead weight	$N_{g,d}$	2.900	-18.226	-16.567	kN/m
	$n_w$	0.625	0.215	0.786	[-]
$N_{w,d} = Y_F \cdot n_w \cdot Y_W \cdot r_m^2$ (40)					
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.952	5.488	20.061	kN/m
	$m_a$	-0.625	-0.215	-0.786	[-]
$N_{a,d} = Y_{F,W} \cdot m_a \cdot Y_W \cdot r_m^2$ (42)					
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.816	-4.065	-14.860	kN/m
$N_{pw,d} = (Y_F \cdot p_i \cdot r_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$ (44)					
Water pressure	$N_{pw,d}$	-75.000	-75.000	-75.000	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-225.634	-376.515	-244.036	kN/m
$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{pEv,d} + N_{pTv,d} + N_{pEh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$					
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-157.670	-284.712	-157.670	kN/m
$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$					
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-67.964	-91.803	-86.366	kN/m
<b>1.2.7.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$					
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$					
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
Sum of moments	$M_E$	crown	36.627	-37.771	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	51.284	-52.893	57.886	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-189.644	-299.398	-204.064	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-225.634	-376.515	-244.036	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$					
Lever inner ring reinforcement	$Z_i$	68.0	68.0	68.0	mm

$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot z_{s1}$					
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	66.628	78.496	74.480	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
$\mu_{Ed,s} = \frac{ M_{Ed,s} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$					
Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0631	0.0744	0.0706	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0655	0.0775	0.0734	[-]
$\sigma_{s,d} = f_{yd}$					
Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$					
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	3.04	1.09	3.62	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	$U a_{s,calc}$	29.6	10.6	35.3	%

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

		crown	springline	invert	
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
$ \sigma_{M,E}  = \frac{M_E}{W_{id}}$					
Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	3.1697	3.2686	3.4989	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.6754	-1.0663	-0.7268	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$					
Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	2.4943	2.2024	2.7722	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.2131	-0.3262	-0.2077	[-]
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	0.96	0.90	0.96	[-]
$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$					
Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	2.39	1.98	2.67	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$			4.1	N/mm <sup>2</sup>
$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$					

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:  $\max \sigma_{VR}$  6.00 N/mm<sup>2</sup>

$$U_{\sigma_{VR}} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$$

Utilisation equivalent pipe stress  $U_{\sigma_{VR}}$  39.8 33.0 44.4 %

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:  $b$  1,000.00 mm  
Average Young's modulus (secant modulus):  $E_{cm}$  37,278 N/mm<sup>2</sup>  
Young's modulus reinforcement:  $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Ratio of Young's moduli:  $\alpha_e$  5.37 [-]

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

Effective tensile strength of concrete (without minimum):  $f_{ct,eff}$  4.07 N/mm<sup>2</sup>  
Profile height  $h$  250.00 250.00 250.00 mm

Relevant steel diameter  $d_s$  14.00 14.00 14.00 mm

$$\text{vorh } a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$$

Existing reinforcement internal cage  $\text{vorh } a_{S,i}$  10.26 10.26 10.26 cm<sup>2</sup>/m

$$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$$

Static height inner reinforcement cage  $d_{iK}$  193.0 193.0 193.0 mm

$$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$$

Distance to centroid state I  $z_{s1}$  68.00 68.00 68.00 mm

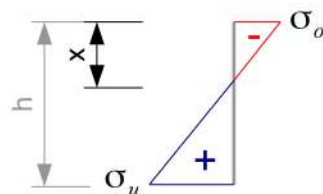
$$z = 0.90 \cdot d_{iK}$$

Inner lever for crack width proof (~0.9d)  $z$  173.70 173.70 173.70 mm

$$\sigma_o = N/A - M/W$$

$$\sigma_u = N/A + M/W$$

$$W = h^2/6$$



$$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$$

$$x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$$

Height of compression zone state I  $x$  151.97 166.28 151.29 mm

$$d_1 = h - d_{iK}$$

Distance between axis and edge under tension  $d_1$  57.00 57.00 57.00 mm

$$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$$

Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
$h_{\text{Grenz}} = \frac{h - x}{3}$					
Calculated height of the tension zone	$h_{\text{Grenz}}$	32.68	27.91	32.90	mm
DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from $(h-x)/3$ to $(h-x)/2$ , since the reinforcement is located outside the effective range $(h-x)/3$ at at least one point in the cross-section.					
$h_{\text{C,ef}} = \frac{h - x}{2}$					
Effective height of the impact area	$h_{\text{C,ef}}$	49.02	41.86	49.36	mm
$A_{\text{C,eff}} = h_{\text{C,ef}} \cdot b$					
Effective range of reinforcement	$A_{\text{C,eff}}$	490.17	418.58	493.57	cm <sup>2</sup>
Impacting moment	$M_{\text{d},0}$	Crown 36.63	Springline -37.77	Bottom 40.43	kNm/m
Impacting normal force	$N_{\text{d},0}$	-189.64	-299.40	-204.06	kN/m
$M_{\text{Eds}} =  M_{\text{d},0}  - N_{\text{d},0} \cdot z_{\text{S}1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{\text{Eds}}$	49.52	58.13	54.31	kNm/m
$\sigma_{\text{S}} = \frac{\frac{M_{\text{Eds}}}{z} + N_{\text{d},0}}{\text{vorh } a_{\text{S},i}}$					
Steel stress	$\sigma_{\text{S}}$	93.02	34.36	105.82	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{\text{S},i}}{A_{\text{C,eff}}}$					
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	20.94	24.52	20.79	‰
$s_{\text{r},1} = \frac{\sigma_{\text{S}} \cdot d_{\text{S}}}{3.60 \cdot f_{\text{ct,eff}}}$					
Crack distance first or single crack	$s_{\text{r},1}$	88.85	32.82	101.07	mm
$s_{\text{r},a} = \frac{d_{\text{S}}}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{\text{r},a}$	185.74	158.62	187.03	mm
$s_{\text{r,max}} = \min( s_{\text{r},1} ; s_{\text{r},a})$					
Decisive crack distance	$s_{\text{r,max}}$	88.85	32.82	101.07	mm
$\epsilon_{\text{R}} = \frac{\sigma_{\text{S}} - \frac{0.40 \cdot f_{\text{ct,eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_{\text{e}} \cdot \text{eff } \rho)}{E_{\text{S}}}$					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_{\text{R}}$	0.03	-0.20	0.09	‰
$\epsilon_{\text{M}} = \frac{0.60 \cdot \sigma_{\text{S}}}{E_{\text{S}}}$					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_{\text{M}}$	0.28	0.10	0.32	‰



$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					EN 1992-1-1 (7.9)
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.28	0.10	0.32	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\max} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$					EN 1992-1-1 (7.8)
Calculated crack width, total load	$\text{vorh } w_k$	0.025	0.003	0.032	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	12.4	1.7	16.0	%
The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.					

#### 1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 63.02	Springline -63.02	Bottom 63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_s = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{s,i}}$					
Steel stress	$\sigma_s$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{s,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					EN 1992-1-1 (7.10)
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					DIN 1045-1 (137-b)
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_s}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					DIN 1045-1 (137-a)
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\max} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					DIN 1045-1 (137+)
Decisive crack distance	$s_{r,\max}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_s - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-a)
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_s}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-b)
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰

$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$		EN 1992-1-1 (7.9)			
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.87	0.57	0.87	‰
vorh $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$		EN 1992-1-1 (7.8)			
Calculated crack width, minimum dimension	vorh $w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,min} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,min}$	93.2	52.0	93.2	%

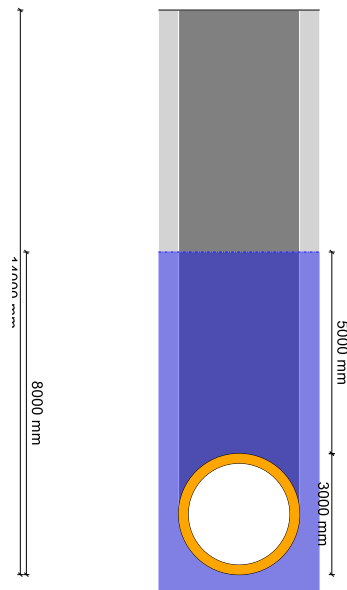
Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

### 1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading

The fatigue proof with not predominantly static loading is not desired in this case.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)

The uplift proof uses the real ground water level  $hW,max$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h'min$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:	$\gamma_Q$	1.05	[-]
Soil:	$\gamma_u$	0.95	[-]
Load factor dead weight:	$\gamma_G$	0.95	[-]
Outer radius:	$r_a$	1,500.0	mm
$V = r_a^2 \cdot \pi$			
$V = V_A$			
Displaced volume:	$V$	7.07	m <sup>3</sup> /m
$Q_r = V \cdot \gamma_w$			
Lifting force:	$Q_r$	70.69	kN/m

$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Cover height:	$h$	11.0	m
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	8.0	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	$h_n$	5.00	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot \gamma_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot \gamma_{B,A}) \cdot D_a$			
Soil:	$Q_{r1}$	510.00	kN/m
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot \gamma_u$			
Building ground, design:	$Q_{r1,d}$	484.50	kN/m
Area Angle triangle, dry:	$A_{FZ}$	0.00	m <sup>2</sup>
$A_{FZ}' = \frac{[ 2 \cdot r_a ]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$			
Surface Angle triangle, wet:	$A_{FZ}'$	0.97	m <sup>2</sup>
$F_Z = A_{FZ}' \cdot \gamma_{B',A}$			
Force from load angle triangle:	$F_Z$	9.66	kN/m
$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$			
Force from load angle triangle, design:	$F_{Z,d}$	9.17	kN/m
Inner radius:	$r_i$	1,250.0	mm
Radial cross section:	$A_{rad}$	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Specific gravity:	$\gamma_R$	25.0	kN/m <sup>3</sup>
$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ( [ r_i + A_{rad} ]^2 - r_i^2 )$			
Deadweight:	$G_m$	54.00	kN/m
$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$			
Dead load, design:	$G_{m,d}$	51.30	kN/m
$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$			
Counterforces, design:	$Q_{g,d}$	544.97	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$			
Utilisation buoyancy:	$U$	13.6	%

The uplift proof is fulfilled.

All necessary proofs are ok.

## Structural analysis

Project: Peschiera

Description: Piana Di San Vittorino (UFC)

Date: 17/02/2023

## Content

<b>1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition</b>	<b>4</b>
1.1 Input	4
1.1.1 Jacking method	4
1.1.2 Routing and jacking force	4
1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)	4
1.1.4 Soil mechanical values	4
1.1.5 Soil	5
1.1.6 Loadings	5
1.1.7 Calculation options	5
1.1.8 Reinforced concrete pipe	5
1.1.8.1 System drawing	6
1.1.8.2 Front face with PTR	7
1.2 Results	8
1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)	8
1.2.2 Intermediate results pipe	8
1.2.2.1 Material properties	8
1.2.2.2 Safety factors	8
1.2.2.3 Reinforced concrete pipe	9
1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete	10
1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class	10
1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)	10
1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)	10
1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)	11
1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)	11
1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)	12
1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces	12
1.2.4 Intermediate results for the soil	13
1.2.5 Construction state	14
1.2.5.1 Loads Construction state	14
1.2.5.2 Section forces Construction state	15
1.2.5.3 Design of ring reinforcement	17
1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	18
1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	18
1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	21
1.2.6 Proof of admissibility of jacking force	22
1.2.6.1 Pipe	22
1.2.6.2 Angular deviation	22
1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring	22
1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring	24
1.2.6.5 Deformation of pipe	24
1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft	26
1.2.7 Operating state	26
1.2.7.1 Loads Operating state	26
1.2.7.2 Section forces Operating state	27
1.2.7.3 Design of ring reinforcement	29

1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	30
1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	30
1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	32
1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading	33
1.2.9 Uplift proof (buoyancy)	33

## 1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition

The calculation module takes into account the following corrections of the worksheet DWA-A 161: DWA-A 161 04/2017, DWA-A 161 10/2017, TM 4-2019 DB Netz AG, DWA-A 161 10/2020, DWA-A 127-10:2020-10, DWA-A 161 03/2021

Permissible thrust force:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
Kind of calculation:	Reinforced concrete		
States to be calculated:	Construction and operational state		
Add sketch to print:	Yes		
Print minimum sectional forces in operating state:	Yes		

### 1.1 Input

#### 1.1.1 Jacking method

Method:	Microtunneling and manned methods		
Complete and permanent grouting of the annular gap:	No		
Using of proppant or lubricant:	No		
Annular gap:	Shield with fluid or slurry, and continuous annular gap support starting from shield		

#### 1.1.2 Routing and jacking force

Jacking route:	Straight line		
Calculation of the unplanned deviations from the nominal axis (straight track):	Without pilot jacking		
Combination coefficient for pipe's angular deflection:	ψ	0.80	[-]
Specification of jacking force:	No		
Free input of safety coefficient for the longitudinal direction:	No		
Monitored installation:	No		

#### 1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)

Kind of thrust transfer:	With pressure transfer ring		
Type of dimensioning:	Pre-dimensioning		
Number of layers in PTR:	One layer		
Diameter of PTR:	Optimal dimensions		
Layer thickness:	s <sub>D1</sub>	20.00	mm
Calculation of Ecal:	Calculation via material from standard		
Material:	Flake board (P5, P7)		

#### 1.1.4 Soil mechanical values

Soil conditions:	Partly solid rock, partly granular soil		
Soil group around pipe:	G1		
Different soil group above pipe:	No		
Input of lateral pressure via:	Friction angle loose soil (φ')		
Modulus of deformation of rock:	E <sub>F</sub>	500.0	N/mm <sup>2</sup>
Bedding angle (solid rock, during jacking):	120°		
Bedding angle (solid rock, during operation):	120°		
Manual definition inner friction of soil:	No		
Manual entering of specific weight of soil:	No		

### 1.1.5 Soil

Application of silo theory:	Automatic
Manual specification of $\kappa$ and $\kappa_0$ :	No
Manual specification of $K_1$ , $\delta$ and $c$ :	No
Compactness of the packing around pipe:	Dense to very dense
Taking concentration factor $\lambda F$ in account:	No

### 1.1.6 Loadings

Cover height:	h	50.0	m
Additional surface load:	$P_0$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	6.0	m
Verification buoyancy:	Yes		
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Inner pressure (construction state):	$P_{I,C}$	0.0	bar
Inner pressure (operational state):	$P_{I,O}$	0.0	bar
Pipe is filled with liquid during jacking:	Yes		
Pipe is filled with liquid during operation:	Yes		
Specific weight of medium:	$\gamma_{WF}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Traffic load:	No traffic		
Manual definition reduction ratio for dynamic load:	No		

### 1.1.7 Calculation options

Buckling proof:	According to A 161
Deformation proof:	According to A 161
Admissible deflection according A161:	Yes
Dynamic proof:	Use standard
Minimum sectional forces according standard:	Yes
Comparison stress minimum sectional forces:	Use characteristic values

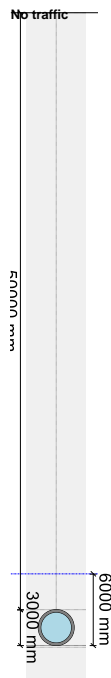
### 1.1.8 Reinforced concrete pipe

Choice of input:	Do - Di		
Outer diameter:	$d_a$	3,000	mm
Inner diameter:	$d_i$	2,500	mm
Concrete quality:	C50/60		
Longitudinal compressive strength according to:	DWA-A 161:2014, corrected version of September 2020		
Steel according to standard:	Yes		
Proof of crack width:	Yes		
View completed crack pattern:	Yes		
Admissible crack width:	$w_k$	0.20	mm
Perform equivalent stress proof:	Yes		
Manual input of Max fR:	No		
Calculate load class:	No		
Load cycle number manual:	No		
Young's modulus ratio manually:	No		
Pipe length:	$L_R$	2.30	m
Minimal outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm
Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
Manual value for $\Delta_{acal}$ :	No		
Type:	Double layer		
External exposition class:	XC2: wet, rarely dry		
Exposure class inside:	XC2: wet, rarely dry		
Special measures:	No		
Distance of axial reinforcement according to standard:	Yes		
Order of inner reinforcement bars:	Axial bars within ring reinforcement		
Order of outer reinforcement bars:	Axial bars outside ring reinforcement		

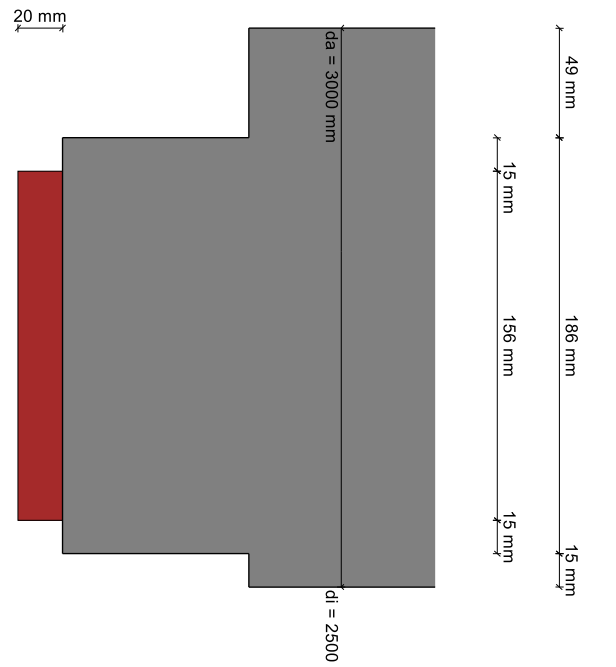


Diameter of internal ring reinforcement:	$\varnothing_{rad,i}$	14	mm
Distance ring reinforcement internal:	$e_i$	150	mm
Diameter of external ring reinforcement:	$\varnothing_{rad,e}$	14	mm
Distance ring reinforcement external:	$e_e$	150	mm
Diameter of internal axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,i}$	10	mm
Number of axial rods internal:	$n_{ax,i}$	40	[-]
Diameter of external axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,e}$	10	mm
Number of axial rods external:	$n_{ax,e}$	40	[-]
Nominal concrete cover inwards:	$C_{nom,i}$	40.0	mm
Nominal concrete cover outwards:	$C_{nom,e}$	40.0	mm
Define partial safety coefficients manually:	No		
Determine reinforcement quantity:	Do not determine		

### 1.1.8.1 System drawing



1.1.8.2 Front face with PTR



## 1.2 Results

### 1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)

Partial safety factor for non-static loads (traffic loads), radial:	Y <sub>Q</sub>	1.50	[-]
Partial safety coefficient for inner pressure (pressure pipes > 0,5 bar):	Y <sub>F,Pi</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor for static loads, radial:	Y <sub>F</sub>	1.35	[-]
Partial safety factor for loads, longitudinal:	Y <sub>F,ax</sub>	1.30	[-]

### 1.2.2 Intermediate results pipe

Inner diameter:	d <sub>i</sub>	2,500.0	mm
Outer diameter:	d <sub>a</sub>	3,000.0	mm
Mean radius:	r <sub>m</sub>	1,375.00	mm
Wall thickness:	s	250.00	mm
Ratio radius to wall thickness:	r <sub>m/s</sub>	5.500	[-]

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14a)}$$

Curve correction factor, internal:	α <sub>ki</sub>	1.061	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14b)}$$

Curve correction factor, external:	α <sub>ka</sub>	0.939	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

Local predeformation:	δ <sub>v,I</sub>	0.00	%
Predeformation (ovalisation before load):	δ <sub>v,A</sub>	0.00	%

Axially effected profile surface:	A <sub>ax</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Radial cross section:	A <sub>rad</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Distance of inertia:	e	125.00	mm
Moment of inertia:	I	1,302,0.33	mm <sup>4</sup> /mm
		83	
Outer moment of resistance:	W <sub>a</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Inner moment of resistance:	W <sub>i</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Surface ratio:	K <sub>Q</sub>	1.2	[-]

Minimum outer diameter:	d <sub>a,min</sub>	2,902	mm
Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	Δ <sub>a,cal</sub>	8.0	mm
Length of the single jacking pipe:	LR	2.30	m

#### 1.2.2.1 Material properties

Specific gravity:	Y <sub>R</sub>	25.0	kN/m <sup>3</sup>
Poissons ratio:	ν	0.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:	f <sub>ck,cyl</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube compressive strength:	f <sub>ck,cube</sub>	60.0	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{cm} = f_{ck,cyl} + 8$$

Compressive strength:	f <sub>cm</sub>	58.0	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	f <sub>ctm</sub>	4.1	N/mm <sup>2</sup>

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.30} \cdot 100 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 1,000$$

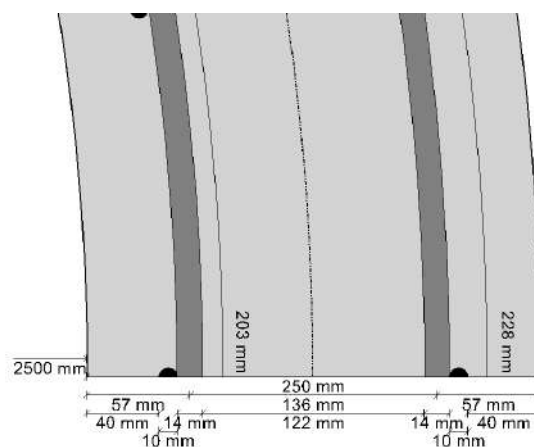
Average Young's modulus (secant modulus):	E <sub>cm</sub>	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>

### 1.2.2.2 Safety factors

The partial safety coefficient transverse to the pipe axis is set at 1.15 (instead of 1.1 or 1.13 according to DWA-A 161 Table 6) in accordance with DIN EN 1993-1-9 Table 3.1.

Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	Y <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Local safety coefficient for component friction lateral to pipe axis:	Y <sub>M,rad</sub>	1.50	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability:	Y <sub>M,stab</sub>	1.85	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability regarding the pipe deformation:	Y <sub>M,stab,red</sub>	1.45	[-]
Partial safety factor bearing capacity concrete:	Y <sub>RC</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:	Y <sub>RS</sub>	1.15	[-]

### 1.2.2.3 Reinforced concrete pipe



		crown	springline	invert	
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
	$z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	z <sub>i</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$z_e = \frac{h}{2} - c_{nom,e} - \varnothing_{ax,e} - \frac{\varnothing_{rad,e}}{2}$				
Lever outer ring reinforcement	z <sub>e</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$				
Static height inner reinforcement cage	d <sub>iK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
	$d_{eK} = \frac{h}{2} + z_e$				
Static height outer reinforcement cage	d <sub>eK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
N according to DIN V 1201:			n	15.0	[-]

$$Z_{id} = \frac{z_i \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,i} - z_e \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,e}}{A_{id}}$$

Z <sub>id</sub>	0.0	0.0	0.0	mm
-----------------	-----	-----	-----	----

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{S,i} + n \cdot \text{vorh } a_{S,e}$$

Ideal cross-sectional area	A <sub>id</sub>	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	-----------------	----------	----------	----------	--------------------

$$I_{id} = \frac{h^3}{12} + h \cdot z_{id}^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,i} \cdot [z_i - z_{id}]^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,e} \cdot [z_e + z_{id}]^2$$

Ideal moment of inertia	I <sub>id</sub>	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	mm <sup>4</sup> /mm
-------------------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	---------------------

$$W_{id,a} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} + z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, outside	W <sub>id,a</sub>	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
-------------------------------------	-------------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

$$W_{id,i} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} - z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, inside	W <sub>id,i</sub>	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
------------------------------------	-------------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

Nominal concrete cover inwards	C <sub>nom,i</sub>	40.0	40.0	40.0	mm
--------------------------------	--------------------	------	------	------	----

Nominal concrete cover outwards	C <sub>nom,e</sub>	40.0	40.0	40.0	mm
---------------------------------	--------------------	------	------	------	----

### 1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete

#### 1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class

Minimal concrete quality, outwards: C16/20

Minimal concrete quality, inwards: C16/20

Concrete quality: C50/60

The minimum concrete quality is fulfilled.

#### 1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)

Concrete quality:	C50/60		
Minimum value for ratio wall thickness / radius:	min. t/r <sub>m</sub>	0.16	[-]
Inner diameter:	d <sub>i</sub>	2,500.0	mm

$$\text{min. } t = \frac{\text{min. } t/r_m}{2 - \text{min. } t/r_m} \cdot d_i$$

Calculated minimum wall thickness:	min. t	217.4	mm
------------------------------------	--------	-------	----

The minimum wall thickness according to DIN V 1201:2004-08, 5.3.5.2 is fulfilled.

#### 1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)

Existing ring reinforcement inside:	vorh. a <sub>sring,i</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
-------------------------------------	----------------------------	-------	--------------------

$$\text{min. } a_{s,i} = 0.004 \cdot \text{min. } t \quad \text{DIN V 1201 5.3.7}$$

Minimum ring reinforcement inside according to DIN V 1201, 5.3.7:	min. a <sub>s,i</sub>	8.70	cm <sup>2</sup> /m
---	-----------------------	------	--------------------

Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
min. a <sub>s,e</sub> = 0.003 · min. t				DIN V 1201 5.3.7
Minimum ring reinforcement outside according to DIN V 1201, 5.3.7:		min. a <sub>s,e</sub>	6.52	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. a <sub>s</sub>	crown	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum reinforcement	min. a <sub>s</sub>	springline	10.26	cm <sup>2</sup> /m
		invert	10.26	cm <sup>2</sup> /m
			8.70	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (minimum reinforcement DIN)	U min. a <sub>s</sub>	84.7	63.5	84.7 %

The minimum reinforcement according DIN V 1201:2004-08, 5.3.7 is in range.

#### 1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)

$$\text{vorh. } a_{\text{sring},i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{rad},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_i}$$

Existing ring reinforcement inside:		vorh. a <sub>sring,i</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
a <sub>s,e,60%i</sub> = 0.60 · vorh. a <sub>sring,i</sub>				
Minimum ring reinforcement outside (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e,60%i</sub>	6.16	cm <sup>2</sup> /m
Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum ring reinforcement outside, percentage (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e/i%</sub>	100.00	%

#### 1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)

Maximum target distance longitudinal reinforcement:		e <sub>L,max</sub>	333	mm
Number of axial rods internal:		n <sub>ax,i</sub>	40	[-]
$r_i = \frac{d_i}{2} + c_{\text{nom},i} + \frac{\varnothing_{\text{ax},i}}{2}$				
Radius inside:		r <sub>i</sub>	1,295	mm
U <sub>Li,vor</sub> = 2 · r <sub>i</sub> · π				
Existing inner circumference axial reinforcement:		U <sub>Li,vor</sub>	8,137	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,i</sub>	203	mm
$\text{vorh } a_{\text{S},L,i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{ax},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{L,vor,i}}$				
Existing axial reinforcement inner cage:		vorh a <sub>S,L,i</sub>	3.86	cm <sup>2</sup> /m
Number of axial rods external:		n <sub>ax,e</sub>	40	[-]
$r_e = \frac{d_a}{2} - 0.04 - \frac{\varnothing_{\text{ax},e}}{2}$				
External radius at springline:		r <sub>e</sub>	1,455	mm
U <sub>Le,vor</sub> = 2 · r <sub>e</sub> · π				
Existing outer circumference axial reinforcement:		U <sub>Le,vor</sub>	9,142	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,e</sub>	229	mm

$$\text{vorh } a_{S,L,e} = \left[ \frac{\varnothing_{ax,e}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{L,vor,e}}$$

Existing axial reinforcement outer cage: vorh  $a_{S,L,e}$       3.44      cm<sup>2</sup>/m

The distance of axial reinforcement is sufficiently low.

### 1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)

A retention dimension of 10 mm is used (pipe according to DIN V 1201).

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

The required concrete cover outside was increased by 5 mm (jacking pipe).

		crown	springline	invert	
Required concrete cover outwards	erf. $C_{nom,e}$	30.0	30.0	30.0	mm
Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm

The external concrete cover is sufficient.

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

		crown	springline	invert	
Required concrete cover inwards	erf. $C_{nom,i}$	25.0	25.0	25.0	mm
Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm

The internal concrete cover is sufficient.

### 1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces

$$\kappa_{min} = 1 + (0.5 - z_k/d_{a,min}) \geq 1 \quad (49)$$

Increasing coefficient for planned curves:

		Kmin			1.000	[-]
		crown	springline	invert		
		45·rm <sup>2</sup> ·kmin	-45·rm <sup>2</sup> ·kmin	45·rm <sup>2</sup> ·kmin		
		(47a)	(47b)	(47c)		
Design moment for minimum dimensioning	$M_{d,min}$	85.078	-85.078	85.078		kNm/m
		-135·rm·kmin	-270·rm·kmin	-135·rm·kmin		
		(48a)	(48b)	(48c)		
Design normal force for minimum dimensioning	$N_{d,min}$	-185.625	-371.250	-185.625		kN/m

#### Ring reinforcement

$$z_i = \frac{h}{2} - C_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$$

Lever inner ring reinforcement  $z_i$       68.0      68.0      68.0      mm

$$M_{Ed,s,min} = |M_{d,min}| - z_i \cdot N_{d,min}$$

Dimensioning moment  $M_{Ed,s,min}$       97.701      110.323      97.701      kNm/m

$$\mu_{Ed,s} = |M_{Ed,s,min}| / (d^2 \cdot f_{cd})$$

Normalized dimensioning moment  $\mu_{Ed,s}$       0.0926      0.1045      0.0926      [-]

Necessary mechanical level of reinforcement  $\omega_{min}$       0.0975      0.1108      0.0975      [-]

Static height  $d$       0.193      0.193      0.193      m

$$\sigma_{s,d,min} = f_{yd}$$

Calculation value of steel ultimate flexural  $\sigma_{s,d,min}$       434.78      434.78      434.78      N/mm<sup>2</sup>

$$a_{s,calc,min} = \frac{\omega_{min} \cdot 1 \cdot d \cdot f_{cd} + N_{d,min}}{\sigma_{s,d,min}}$$

Calculated required reinforcement	$a_{s,calc,min}$	7.99	5.40	7.99	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement	$U a_{s,calc,min}$	77.8	52.6	77.8	%

The chosen reinforcement is sufficient.

### Comparison stress

The minimum sectional forces (calculated according to DWA-A 161, section 7.3) will be divided by 1.35 for the verification of serviceability DWA-A 161, section 9.4.3.2

Assumed moment (char.)	$M_{k,min}$	crown 63.021	springline -63.021	invert 63.021	kNm/m
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm

$$\sigma_{M,E,min} = \frac{|M_{k,min}|}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E,min}$	5.4537	5.4537	5.4537	N/mm <sup>2</sup>
Assumed normal force (char.)	$N_{k,min}$	-137.500	-275.000	-137.500	kN/m

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{s,i} + n \cdot \text{vorh } a_{s,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$\sigma_{N,E,min} = \frac{N_{k,min}}{A_{id}}$$

Stress component from normal forces	$\sigma_{N,E,min}$	-0.4897	-0.9794	-0.4897	N/mm <sup>2</sup>
-------------------------------------	--------------------	---------	---------	---------	-------------------

$$\sigma_{bz,min} = \sigma_{M,E,min} + \sigma_{N,E,min}$$

Decisive tensile bending stress	$\sigma_{bz,min}$	4.9640	4.4743	4.9640	N/mm <sup>2</sup>
Stress ratio	$\sigma_{N,E,min}/\sigma_{M,E,min}$	-0.0898	-0.1796	-0.0898	[-]
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm
Constant according to the DIN V 1201, Picture 9	$f_{R,min}$	1.08	0.99	1.08	[-]

$$\sigma_{VR,min} = f_{R,min} \cdot \sigma_{bz,min}$$

Comparison stress of the pipe under cracking force in condition I	$\sigma_{VR,min}$	5.34	4.42	5.34	N/mm <sup>2</sup>
---	-------------------	------	------	------	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:			$\max \sigma_{VR}$	6.00	N/mm <sup>2</sup>
Utilisation equivalent pipe stress (minimum design)	$U \sigma_{VR,min}$	89.0	73.6	89.0	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.4 Intermediate results for the soil

Specific weight of soil:	$\gamma_B$	20.0		kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil:	$\gamma'_B$	11.0		kN/m <sup>3</sup>
Calculation value of the modulus of deformation $E_F$ :	$E_F$	100.00		N/mm <sup>2</sup>
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Bau}$	0.60		[-]
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Betrieb}$	1.00		[-]
Angle of inner friction above pipe:	$\phi'_1$	32.5		°
Stress exponent:	$z$	0.4		[-]



$$\delta/\varphi'_1 = \frac{\delta}{\varphi'_1}$$

Ratio:	$\delta/\varphi'_1$	1.00	[-]
Angle of wall friction:	$\delta$	32.50	°
Earth pressure ratio above pipe:	$K_1$	0.70	[-]

$$b = d_a \cdot \sqrt{3} \quad (7)$$

Influence width of soil above pipe:	b	5.20	m
-------------------------------------	---	------	---

$$\kappa = \frac{1 - e^{\left(-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta\right)}}{2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta} \quad (8)$$

Reduction factor earth load:	$\kappa$	0.116	[-]
------------------------------	----------	-------	-----

$$\kappa_0 = e^{\left(-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta\right)} \quad (9)$$

Reduction factor surface load:	$\kappa_0$	0.000	[-]
Remarks concerning silo theory:	Silo theory can be used.		
The consideration of concentration factor $\lambda F$ is necessary.:	Yes		
Concentration factor:	$\lambda$	1.000	[-]
Base value of earth pressure ratio below crown:	$K_{2,0}$	0.46	[-]

$$K_{2,Bau} = K_{2,0} \cdot f_{2,F,Bau} \leq K_{2,0} \leq 0.4 \quad (4)$$

Earth pressure ratio above pipe, construction state:	$K_{2,Bau}$	0.28	[-]
--	-------------	------	-----

$$K_{2,End} = K_{2,0} \cdot f_{2,F,Betrieb} + 0.1 \leq K_{2,0} \leq 0.5 \quad (4)$$

Earth pressure ratio above pipe, operational state:	$K_{2,End}$	0.46	[-]
---	-------------	------	-----

## 1.2.5 Construction state

### 1.2.5.1 Loads Construction state

$$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0 \quad (5b)$$

Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	113.352	kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	----------	---------	-------------------

Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	113.352	kN/m <sup>2</sup>
--	----------	---------	-------------------

$$q_{Ges,v} = q_0 + p_T \quad (53)$$

Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	149.303	kN/m <sup>2</sup>
---	-------------	---------	-------------------

Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be $\cos^2$ - or $\sin^2$ -shaped.:	Yes		
--	-----	--	--

Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
---	--------------	-------	---

$$q_0 = \frac{3}{2 + K_2} \cdot q_{Ev} \quad (26)$$

Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	149.303	kN/m <sup>2</sup>
---	-------	---------	-------------------

$$q_{0,h} = \left( q_0 + \frac{\gamma'_B \cdot d_a}{2} \right) \cdot K_2 \quad (34a)$$

Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	46.030	kN/m <sup>2</sup>
--	-----------	--------	-------------------

$$q_{Ges,h} = q_{0,h} + p_{Th} \quad (53)$$

Total horizontal soil stresses at pipe:  $q_{Ges,h}$  46.030 kN/m<sup>2</sup>

Inner gauge pressure:  $p_i$  0.000 bar

Outer gauge pressure above pipe crown:  $p_{a,Sc}$  0.300 bar

Pipe stiffness:  $S_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Pipe stiffness:  $\bar{S}_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Calculation value of the modulus of deformation  $E_F$ :  $E_F$  100.00 N/mm<sup>2</sup>

Loosening coefficient according to A161, table 15:  $f_{2,F,Bau}$  0.60 [-]

$$E_B = E_F \cdot f_{2,F,Bau} \quad (50)$$

Modulus of deformation of soil:  $E_B$  60.00 N/mm<sup>2</sup>

Earth pressure ratio below crown:  $K_2$  0.28 [-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:  $S_{Bh}$  36.00 N/mm<sup>2</sup>

$$V_{RB} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

For pipes made of reinforced concrete, concrete, vitrified clay and cast iron VRB must be put greater than 1,0 always.

System stiffness:  $V_{RB}$  1.1000 [-]

The pipe soil system behaves flexible.: No

#### 1.2.5.2 Section forces Construction state

Partial safety factor for static loads, radial:  $\gamma_F$  1.35 [-]

Partial safety factor for outer water pressure:  $\gamma_{F,W}$  1.00 [-]

Mean radius:  $r_m$  1,375.00 mm

Inner gauge pressure:  $p_i$  0.000 bar

Outer gauge pressure above pipe crown:  $p_{a,Sc}$  0.300 bar

Radial earth load on pipe during jacking:  $q_0$  149.303 kN/m<sup>2</sup>

Horizontal soil stress during jacking:  $q_{0,h}$  46.030 kN/m<sup>2</sup>

Vertical soil stress due to traffic load:  $p_T$  0.00 kN/m<sup>2</sup>

Horizontal soil stress due to traffic load:  $p_{Th}$  0.00 kN/m<sup>2</sup>

Total vertical soil stresses at pipe crown level:  $q_{Ges,v}$  149.303 kN/m<sup>2</sup>

Total horizontal soil stresses at pipe:  $q_{Ges,h}$  46.030 kN/m<sup>2</sup>

Moments:  $m_{q_0}$  crown 0.251 springline -0.253 invert 0.238 [-]

$$M_{q_{0v,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_0} \cdot q_0 \cdot r_m^2 \quad (24)$$

Vertical load due to earth coverage  $M_{q_{0v,d}}$  95.649 -96.411 90.695 kNm/m

$m_{p_T}$  0.251 -0.253 0.238 [-]

$$M_{p_{Tv,d}} = \gamma_Q \cdot m_{p_T} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load  $M_{p_{Tv,d}}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m

$m_{p_{Th}}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{p_{Th,d}} = \gamma_Q \cdot m_{p_{Th}} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2 \quad (31)$$

Horizontal load due to traffic  $M_{p_{Th,d}}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m

$m_{q_h}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{q_{h,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_h} \cdot q_{0,h} \cdot r_m^2 \quad (33)$$

Horizontal load due to earth coverage  $M_{q_{h,d}}$  -27.256 26.787 -21.970 kNm/m

	$m_g$	0.347	-0.401	0.401	[-]	
$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$						(37)
Dead weight	$M_{g,d}$	5.535	-6.397	6.397	kNm/m	
	$m_w$	0.174	-0.200	0.201	[-]	
$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$						(39)
Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$	6.106	-7.019	7.054	kNm/m	
	$m_a$	-0.174	0.200	-0.201	[-]	
$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$						(41)
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.523	5.199	-5.225	kNm/m	
$M_{pw,d} = ((\gamma_F \cdot p_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$						(43)
Water pressure	$M_{pw,d}$	-0.155	-0.155	-0.155	kNm/m	
	$m_{qh}^*$	-0.181	0.208	-0.181	[-]	
$M_{qEh^*,d} = \gamma_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$						(45a)
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
$M_{qTh^*,d} = \gamma_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2$						(45b)
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$						
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
Sum of moments	$\Sigma M_d$	75.356	-77.996	76.796	kNm/m	
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv, qh, qh^*, d}$	68.393	-69.625	68.725	kNm/m	
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst, d}$	6.963	-8.372	8.070	kNm/m	
Normal forces:						
	$n_{qo}$	crown 0.003	springline -1.000	invert -0.510	[-]	
$N_{q0v,d} = \gamma_F \cdot n_{qo} \cdot q_0 \cdot r_m$						(25)
Vertical load due to earth coverage	$N_{q0v,d}$	0.831	-277.143	-141.343	kN/m	
	$n_{pT}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]	
$N_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m$						(30)
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m	
	$n_{pTh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]	
$N_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m$						(32)
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m	
	$n_{qh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]	
$N_{qh,d} = \gamma_F \cdot n_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m$						(34)
Horizontal load due to earth coverage	$N_{qh,d}$	-82.026	0.000	-46.140	kN/m	
	$n_g$	0.177	-1.571	-1.769	[-]	
$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$						(38)
Dead weight	$N_{g,d}$	2.053	-18.226	-20.523	kN/m	
	$n_w$	0.588	0.215	0.616	[-]	
$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$						(40)

Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.008	5.488	15.722	kN/m
	$m_a$	-0.588	-0.215	-0.616	[-]
	$N_{a,d} = Y_{F,W} \cdot m_a \cdot Y_W \cdot r_m^2$				(42)
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.117	-4.065	-11.646	kN/m
	$N_{pw,d} = (Y_F \cdot p_i \cdot r_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$				(44)
Water pressure	$N_{pw,d}$	-45.000	-45.000	-45.000	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-120.250	-338.947	-248.930	kN/m
	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{q0v,d} + N_{pTv,d} + N_{qh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$				
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-81.194	-277.143	-187.483	kN/m
	$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$				
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-39.056	-61.803	-61.447	kN/m
<b>1.2.5.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$				
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$				
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
		crown	springline	invert	
Sum of moments	$M_E$	54.606	-56.467	55.491	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	75.356	-77.996	76.796	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-103.623	-263.792	-199.078	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-120.250	-338.947	-248.930	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
	$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	$Z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
	$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot Z_{s1}$				
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	83.533	101.045	93.723	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
	$\mu_{Ed,s} = \frac{ M_{Ed,s} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$				
Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0791	0.0957	0.0888	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0827	0.1010	0.0933	[-]
	$\sigma_{s,d} = f_{yd}$				

Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
---	----------------	--------	--------	--------	-------------------

$$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$$

Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	7.63	4.90	6.01	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	U $a_{s,calc}$	74.4	47.8	58.5	%

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

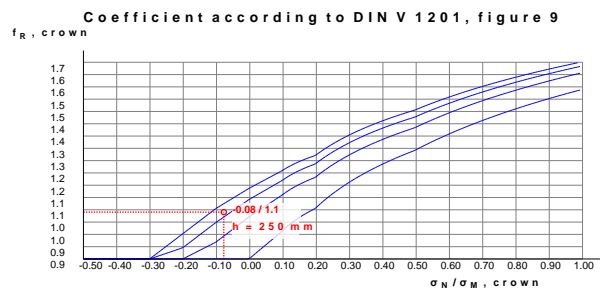
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	crown 11,555.56	springline 11,555.56	invert 11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
--	----------	--------------------	-------------------------	---------------------	---------------------

$$|\sigma_{M,E}| = \frac{M_E}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	4.7255	4.8866	4.8021	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.3690	-0.9395	-0.7090	N/mm <sup>2</sup>

$$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$$

Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	4.3565	3.9471	4.0931	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_{N}/\sigma_M$	-0.0781	-0.1923	-0.1476	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	1.09	0.97	1.02	[-]
---	-------	------	------	------	-----

$$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$$

Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	4.73	3.85	4.17	N/mm <sup>2</sup>
--	---------------	------	------	------	-------------------

Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$		4.1	N/mm <sup>2</sup>
---	-----------	--	-----	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:	$\max \sigma_{VR}$		6.00	N/mm <sup>2</sup>
---	--------------------	--	------	-------------------

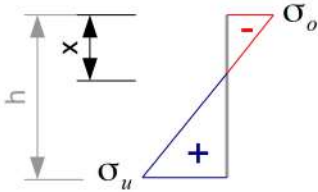
$$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$$

Utilisation equivalent pipe stress	U $\sigma_{VR}$	78.8	64.1	69.5	%
------------------------------------	-----------------	------	------	------	---

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

#### 1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:			b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):			$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:			$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$					
Ratio of Young's moduli:			$\alpha_e$	5.37	[-]
$f_{ct,eff} = f_{ctm}$					
Effective tensile strength of concrete (without minimum):			$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
Relevant steel diameter	$d_s$	14.00	14.00	14.00	mm
$\text{vorh } a_{s,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$					
Existing reinforcement internal cage	vorh $a_{s,i}$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$					
Static height inner reinforcement cage	$d_{iK}$	193.0	193.0	193.0	mm
$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$					
Distance to centroid state I	$z_{s1}$	68.00	68.00	68.00	mm
$z = 0.90 \cdot d_{iK}$					
Inner lever for crack width proof (~0.9d)	z	173.70	173.70	173.70	mm
$\sigma_o = N/A - M/W$ $\sigma_u = N/A + M/W$ $W = h^2/6$				$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$ $x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$	
Height of compression zone state I	x	134.88	149.33	143.69	mm
$d_1 = h - d_{iK}$					
Distance between axis and edge under tension	$d_1$	57.00	57.00	57.00	mm
$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$					
Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$					
Calculated height of the tension zone	$h_{Grenz}$	38.37	33.56	35.44	mm
DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from (h-x)/3 to (h-x)/2, since the reinforcement is located outside the effective range (h-x)/3 at at least one point in the cross-section.					
$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$					
Effective height of the impact area	$h_{C,ef}$	57.56	50.33	53.16	mm

$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$					
Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	575.58	503.34	531.57	cm <sup>2</sup>
Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 54.61	Springline -56.47	Bottom 55.49	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-103.62	-263.79	-199.08	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	61.65	74.41	69.03	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{vorh\ a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	244.89	160.35	193.25	N/mm <sup>2</sup>
$eff\ \rho = \frac{vorh\ a_{S,i}}{A_{C,eff}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$eff\ \rho$	17.83	20.39	19.31	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,eff}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	233.89	153.16	184.57	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot eff\ \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	218.11	190.74	201.43	mm
$s_{r,max} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,max}$	218.11	153.16	184.57	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,eff}}{eff\ \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot eff\ \rho)}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.72	0.36	0.50	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.73	0.48	0.58	‰
$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.73	0.48	0.58	‰
$vorh\ w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, total load	$vorh\ w_k$	0.160	0.074	0.107	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{vorh\ w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	80.1	36.8	53.5	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

		Crown	Springline	Bottom	
Impacting moment	$M_{d,0}$	63.02	-63.02	63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					
Calculated crack width, minimum dimension	vorh $w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.



## 1.2.6 Proof of admissibility of jacking force

### 1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,min}$	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	$\sigma_{LD}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]
Characteristic strength of pipe material.:	$f_k$	50.00	N/mm <sup>2</sup>
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	$E_{R,ax}$	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	$f_d$	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	-------	-------	-------------------

### 1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	$R_{Plan}$	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	$L_R$	2.30	m

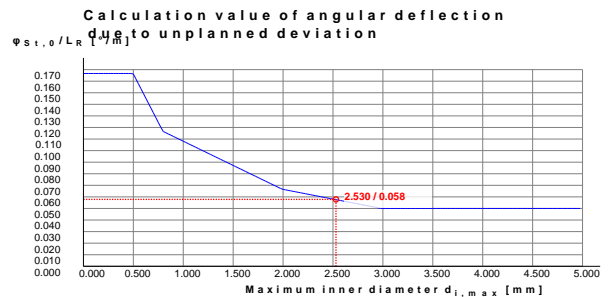
$$\varphi_R = \arctan\left(\frac{L_R}{R_{Plan}}\right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
---	-------------	-------	---

$\varphi_R$  was assumed as 0°, as for  $\varphi_R < 0,05^\circ$  the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
--	-------------	-------	---

Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
-------------------------	-------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St,0}/L_R$	0.058	°/m
---	----------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0}/L_R \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St}$	0.196	°
--	----------------	-------	---

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
-------------------	----	-------	----

Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
--	------------------	-----	----

Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm
-------------------------	-------------	-------	----

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan\left(\frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}}\right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
---	--------------------------	-------	---

Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
--	--------	------	-----

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}); \varphi_{St}; \varphi_{\Delta a,cal}] \quad (92)$$

Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°
---	-----------------	-------	---

1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)

Flake board (P5, P7)

Outer diameter of PTR:

$d_{a,DÜR}$  2,872.2 mm

Inner diameter of the PTR:

$d_{i,DÜR}$  2,559.8 mm

Outer edge distance of PTR:

$a_{a,DÜR}$  14.9 mm

Inner edge distance of PTR:

$a_{i,DÜR}$  14.9 mm

Width of PTR:

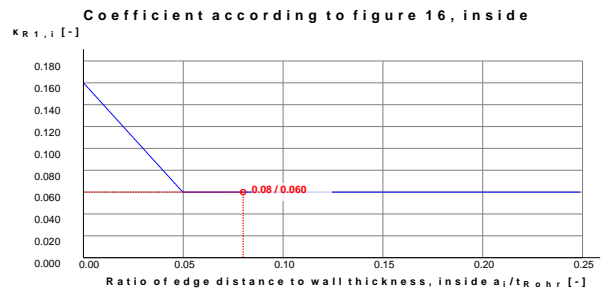
$t_{DÜR}$  156.2 mm

Minimal wall thickness of pipe:

$t_{R,min}$  186.0 mm

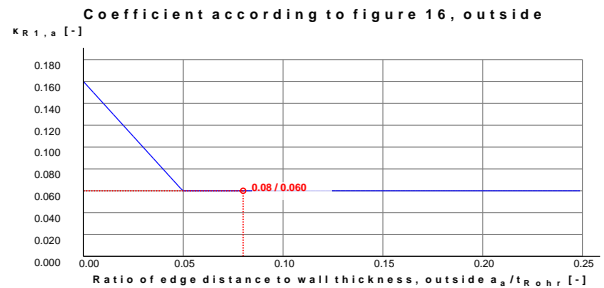
$$K_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

Ratio  $t_{DÜR}$  to  $t_{Rohr}$ :  $K_t$  1.190 [-]



Ratio of edge distance to wall thickness, inside:

Coefficient according to figure 16, inside:

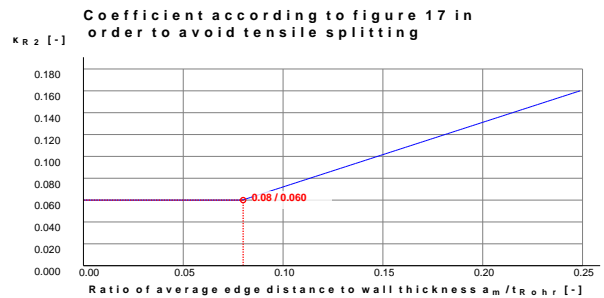


Ratio of edge distance to wall thickness, outside:

Coefficient according to figure 16, outside:

$$K_{R1} = \max(K_{R1,i}, K_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:  $K_{R1}$  0.060 [-]

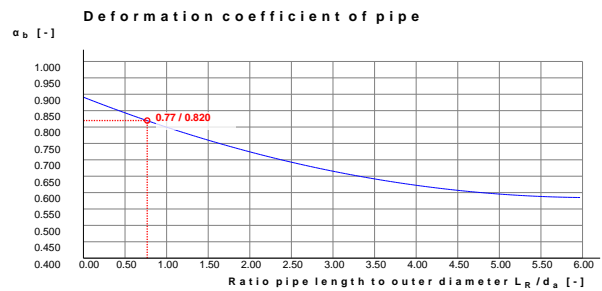


Ratio of average edge distance to wall thickness:

Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:

$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:	K <sub>R</sub>	0.060	[-]
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	f <sub>tm</sub>	4.07	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R} \quad (98)$			
Coefficient for permissible compressive stress:	α <sub>D,T</sub>	1.000	[-]
$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot K_t \cdot f_d \quad (97)$			
Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:	σ <sub>cal</sub>	44.09	N/mm <sup>2</sup>
Estimated thrust force, control variable:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$			
Evenly distributed stress in the PTR:	σ <sub>0DÜR</sub>	7.15	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_I = 2 \cdot \sigma_{0DÜR} \quad (107)$			
Relevant stress of preload:	σ <sub>I</sub>	14.29	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_I / \sigma_{cal} = \frac{\sigma_I}{\sigma_{cal}}$			
Percentage of preload:	σ <sub>I</sub> /σ <sub>cal</sub>	32.4	%
<b>1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring</b>			
<i>Layer 1</i>			
Flake board (P5, P7)			
Layer thickness:	s <sub>d</sub>	20.00	mm
$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6(\sigma_I/\sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal}) + 6108.7 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^2 - 14090 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835) \quad (109)$			
Stiffness of the layer:	E <sub>cal</sub>	588.62	N/mm <sup>2</sup>
$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}} \quad (102 / 111)$			
Deformation component of the layer:	Δ <sub>S</sub> DÜR,S	5.5	mm
<b>1.2.6.5 Deformation of pipe</b>			
$\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot \frac{t_{DÜR}}{t_{R,min}} \quad (103b)$			
$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{cal} \cdot t_{DÜR}}{t_{R,min}}$			
Calculated compressive stress in pipe material:	σ <sub>max</sub>	37.04	N/mm <sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$L_R/d_a$  0.77 [-]

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \quad (105)$$

Deformation coefficient of pipe:

$\alpha_b$  0.820 [-]

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \ \& \ \geq 0$$

Coefficient:

$\alpha_\varphi$  0.000 [-]

$$K_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi) \quad (104)$$

Deformation factor of pipe:

$K_{ab}$  0.500 [-]

$$\Delta S_R = \frac{\sigma_{max} \cdot K_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \quad (103a)$$

Deflection component of jacking pipe:

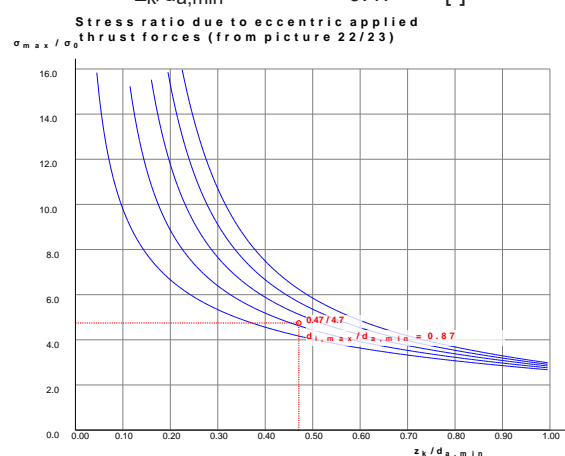
$\Delta S_R$  1.1 mm

Result

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta S_{DÜR} + \Delta S_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \quad (101)$$

Joint gap dimension:

$z_k/d_{a,min}$  0.47 [-]



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$\sigma_{max} / \sigma_0$  4.75 [-]

$$A_R = \frac{(d_{a,min}^2 - d_{i,max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:

$A_R$  15,870.572 cm<sup>2</sup>

Partial safety factor for loads, longitudinal:	$\gamma_{F,ax}$	1.30	[-]
$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{max}}{\sigma_{max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}}$			(113)
Permissible thrust force:	$F_j$	9,528	kN
$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0$			(113)
Axial stress, Design value acting in the spigot end:	$\sigma_{x,d}$	-37.04	N/mm <sup>2</sup>
$A_{R,0} = \frac{\left( \left[ d_i + 2 \cdot A_{ax} \right]^2 - d_i^2 \right) \cdot \pi}{4}$			
Area for axial pressure beyond coupling zone:	$A_{R,0}$	21,598.45	cm <sup>2</sup>
$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0$			(113)
Axial stress in the pipe. Design value:	$\sigma_{x,d,0}$	-27.21	N/mm <sup>2</sup>
<u>1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft</u>			
The equivalent stress proof is not required for rigid pipes.			
<b>1.2.7 Operating state</b>			
<u>1.2.7.1 Loads Operating state</u>			
$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0$			(5b)
Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	113.352	kN/m <sup>2</sup>
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	113.352	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,v} = p_{Ev} + p_T$			(53)
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	113.352	kN/m <sup>2</sup>
Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be cos <sup>2</sup> - or sin <sup>2</sup> -shaped.:	No		
Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
$q_{Eh} = \left( p_{Ev} + \gamma_B \cdot (d_a - h_{GW,oRh}) + \gamma'_B \cdot \left( h_{GW,oRh} - \frac{d_a}{2} \right) \right) \cdot K_2$			
Horizontal soil stress at pipe:	$q_{Eh}$	60.08	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,h} = q_{Eh} + p_{Th}$			(53)
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	60.082	kN/m <sup>2</sup>
Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.300	bar
Pipe stiffness:	$S_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Pipe stiffness:	$\bar{S}_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Calculation value of the modulus of deformation EF:	$E_F$	100.00	N/mm <sup>2</sup>
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Betrieb}$	1.00	[-]

$$E_B = E_F \cdot f_{2,F,Betrieb} \quad (50)$$

Modulus of deformation of soil:  $E_B$  100.00 N/mm<sup>2</sup>  
Earth pressure ratio below crown:  $K_2$  0.46 [-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:  $S_{Bh}$  60.00 N/mm<sup>2</sup>

$$V_{RB,LK} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

For pipes made of reinforced concrete, concrete, vitrified clay and cast iron VRB must be put greater than 1,0 always.

System stiffness:  $V_{RB}$  1.1000 [-]  
The pipe soil system behaves flexible.: No

### 1.2.7.2 Section forces Operating state

Partial safety factor for static loads, radial:  $Y_F$  1.35 [-]  
Partial safety factor for outer water pressure:  $Y_{F,W}$  1.00 [-]  
Mean radius:  $r_m$  1,375.00 mm

Inner gauge pressure:  $p_i$  0.000 bar  
Outer gauge pressure above pipe crown:  $p_{a,Sc}$  0.300 bar  
Effective vertical stress at pipe crown level:  $q_{Ev}$  113.352 kN/m<sup>2</sup>  
Horizontal soil stress at pipe:  $q_{Eh}$  60.08 kN/m<sup>2</sup>  
Vertical soil stress due to traffic load:  $p_T$  0.00 kN/m<sup>2</sup>  
Horizontal soil stress due to traffic load:  $p_{Th}$  0.00 kN/m<sup>2</sup>  
Total vertical soil stresses at pipe crown level:  $q_{Ges,v}$  113.352 kN/m<sup>2</sup>  
Total horizontal soil stresses at pipe:  $q_{Ges,h}$  60.082 kN/m<sup>2</sup>

Moments:  $m_{pEv}$  crown 0.251 springline -0.253 invert 0.238 [-]

$$M_{pEvd} = Y_F \cdot m_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2 \quad (27)$$

Vertical load due to earth coverage  $M_{pEv,d}$  72.617 -73.196 68.856 kNm/m  
 $m_{pT}$  0.251 -0.253 0.238 [-]

$$M_{pTv,d} = Y_Q \cdot m_{pT} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load  $M_{pTv,d}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m  
 $m_{pTh}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{pTh,d} = Y_Q \cdot m_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2 \quad (31)$$

Horizontal load due to traffic  $M_{pTh,d}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m  
 $m_{pEh}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{pEh,d} = Y_F \cdot m_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2 \quad (35)$$

Horizontal load due to earth coverage  $M_{pEh,d}$  -35.577 34.964 -28.677 kNm/m  
 $m_g$  0.347 -0.401 0.401 [-]

$$M_{g,d} = Y_F \cdot m_g \cdot Y_R \cdot s \cdot r_m^2 \quad (37)$$

Dead weight  $M_{g,d}$  5.535 -6.397 6.397 kNm/m  
 $m_w$  0.174 -0.200 0.201 [-]

$$M_{w,d} = Y_F \cdot m_w \cdot Y_W \cdot r_m^3 \quad (39)$$

Waterfilling upto crown  $M_{w,d}$  6.106 -7.019 7.054 kNm/m  
 $m_a$  -0.174 0.200 -0.201 [-]

$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$					(41)
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.523	5.199	-5.225	kNm/m
$M_{pw,d} = ((\gamma_F \cdot p_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$					(43)
Water pressure	$M_{pw,d}$	-0.155	-0.155	-0.155	kNm/m
	$m_{qh}^*$	-0.181	0.208	-0.181	[-]
$M_{qEh^*,d} = \gamma_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$					(45a)
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qTh^*,d} = \gamma_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2$					(45b)
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$					
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
Sum of moments	$\Sigma M_d$	44.003	-46.604	48.250	kNm/m
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	37.040	-38.232	40.180	kNm/m
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	6.963	-8.372	8.070	kNm/m
Normal forces:		crown	springline	invert	
	$n_{pEv}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]
$N_{pEv,d} = \gamma_F \cdot n_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m$					(28)
Vertical load due to earth coverage	$N_{pEv,d}$	0.631	-210.409	-107.309	kN/m
	$n_{pT}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]
$N_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m$					(30)
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pTh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]
$N_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m$					(32)
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pEh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]
$N_{pEh,d} = \gamma_F \cdot n_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m$					(36)
Horizontal load due to earth coverage	$N_{pEh,d}$	-107.067	0.000	-60.225	kN/m
	$n_g$	0.177	-1.571	-1.769	[-]
$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$					(38)
Dead weight	$N_{g,d}$	2.053	-18.226	-20.523	kN/m
	$n_w$	0.588	0.215	0.616	[-]
$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$					(40)
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.008	5.488	15.722	kN/m
	$m_a$	-0.588	-0.215	-0.616	[-]
$N_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$					(42)
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.117	-4.065	-11.646	kN/m
$N_{pw,d} = (\gamma_F \cdot p_i \cdot r_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$					(44)
Water pressure	$N_{pw,d}$	-45.000	-45.000	-45.000	kN/m

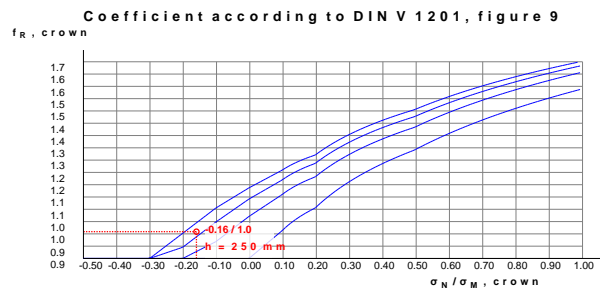
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-145.491	-272.212	-228.981	kN/m
$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{pEv,d} + N_{pTv,d} + N_{pEh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$					
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-106.436	-210.409	-167.534	kN/m
$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$					
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-39.056	-61.803	-61.447	kN/m
<b>1.2.7.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$					
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$					
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
		crown	springline	invert	
Sum of moments	$M_E$	31.382	-33.214	34.346	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	44.003	-46.604	48.250	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-122.320	-214.359	-184.301	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-145.491	-272.212	-228.981	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
$z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$					
Lever inner ring reinforcement	$z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot z_{s1}$					
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	53.897	65.114	63.821	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
$\mu_{Ed,s} = \frac{ M_{Ed,s} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$					
Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0511	0.0617	0.0605	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0526	0.0639	0.0626	[-]
$\sigma_{s,d} = f_{yd}$					
Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$					
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	3.27	1.78	2.61	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	U $a_{s,calc}$	31.9	17.3	25.4	%



The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

		crown	springline	invert	
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
	$ \sigma_{M,E}  = \frac{M_E}{W_{id}}$				
Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	2.7158	2.8743	2.9722	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.4356	-0.7634	-0.6564	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$				
Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	2.2801	2.1108	2.3159	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N / \sigma_M$	-0.1604	-0.2656	-0.2208	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	1.01	0.92	0.95	[-]
	$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$				
Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	2.29	1.95	2.21	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$		4.1		N/mm <sup>2</sup>
	$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$				
Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:	$\max \sigma_{VR}$		6.00		N/mm <sup>2</sup>
	$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$				
Utilisation equivalent pipe stress	$U \sigma_{VR}$	38.2	32.5	36.8	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

#### 1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:	b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):	$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:	$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Ratio of Young's moduli:	$\alpha_e$	5.37	[-]
--------------------------	------------	------	-----

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

Effective tensile strength of concrete (without minimum):			$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
Relevant steel diameter	ds	14.00	14.00	14.00	mm

$$vorh\ a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$$

Existing reinforcement internal cage	vorh as,i	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
--------------------------------------	-----------	-------	-------	-------	--------------------

$$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$$

Static height inner reinforcement cage	d <sub>iK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
--	-----------------	-------	-------	-------	----

$$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$$

Distance to centroid state I	z <sub>s1</sub>	68.00	68.00	68.00	mm
------------------------------	-----------------	-------	-------	-------	----

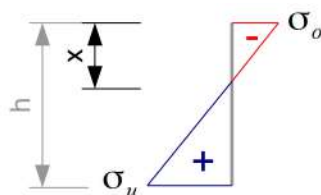
$$z = 0.90 \cdot d_{iK}$$

Inner lever for crack width proof (~0.9d)	z	173.70	173.70	173.70	mm
---	---	--------	--------	--------	----

$$\sigma_o = N/A - M/W$$

$$\sigma_u = N/A + M/W$$

$$W = h^2/6$$



$$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$$

$$x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$$

Height of compression zone state I	x	145.30	158.61	152.95	mm
------------------------------------	---	--------	--------	--------	----

$$d_1 = h - d_{iK}$$

Distance between axis and edge under tension	d <sub>1</sub>	57.00	57.00	57.00	mm
--	----------------	-------	-------	-------	----

$$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$$

Minimum height of the tension zone	2*d <sub>1</sub>	114.00	114.00	114.00	mm
------------------------------------	------------------	--------	--------	--------	----

$$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$$

Calculated height of the tension zone	h <sub>Grenz</sub>	34.90	30.46	32.35	mm
---------------------------------------	--------------------	-------	-------	-------	----

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from (h-x)/3 to (h-x)/2, since the reinforcement is located outside the effective range (h-x)/3 at at least one point in the cross-section.

$$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$$

Effective height of the impact area	h <sub>C,ef</sub>	52.35	45.69	48.53	mm
-------------------------------------	-------------------	-------	-------	-------	----

$$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$$

Effective range of reinforcement	A <sub>C,eff</sub>	523.50	456.93	485.26	cm <sup>2</sup>
----------------------------------	--------------------	--------	--------	--------	-----------------

Impacting moment	M <sub>d,0</sub>	Crown 31.38	Springline -33.21	Bottom 34.35	kNm/m
Impacting normal force	N <sub>d,0</sub>	-122.32	-214.36	-184.30	kN/m

$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	39.70	47.79	46.88	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	103.52	59.22	83.39	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	19.60	22.46	21.15	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	98.87	56.56	79.65	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	198.37	173.15	183.88	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	98.87	56.56	79.65	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_S}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.06	-0.11	-0.01	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_S}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.31	0.18	0.25	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.31	0.18	0.25	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, total load	$\text{vorh } w_k$	0.031	0.010	0.020	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	15.4	5.0	10.0	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

#### 1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

		Crown	Springline	Bottom	
Impacting moment	$M_{d,0}$	63.02	-63.02	63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m

$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, minimum dimension	$\text{vorh } w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

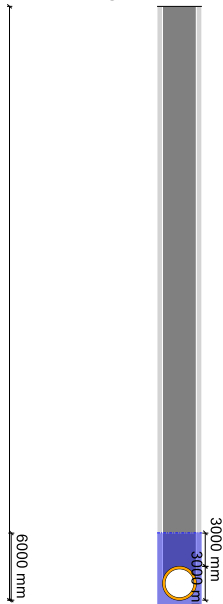
Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

### 1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading

The fatigue proof with not predominantly static loading is not desired in this case.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)

The uplift proof uses the real ground water level  $h_{GW,max}$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h_{min}$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:	$\gamma_Q$	1.05	[-]
Soil:	$\gamma_u$	0.95	[-]
Load factor dead weight:	$\gamma_G$	0.95	[-]
Outer radius:	$r_a$	1,500.0	mm
$V = r_a^2 \cdot \pi$			
$V = V_A$			
Displaced volume:	$V$	7.07	$m^3/m$
$Q_r = V \cdot \gamma_w$			
Lifting force:	$Q_r$	70.69	$kN/m$
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	$kN/m$
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	$kN/m^3$
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	$kN/m^3$
Cover height:	$h$	50.0	m
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	6.0	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	$h_n$	3.00	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot \gamma_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot \gamma_{B,A}) \cdot D_a$			
Soil:	$Q_{r1}$	2,910.00	$kN/m$
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot \gamma_u$			
Building ground, design:	$Q_{r1,d}$	2,764.50	$kN/m$
Area Angle triangle, dry:	$A_{FZ}$	0.00	$m^2$

$$A_{FZ'} = \frac{[2 \cdot r_a]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$$

Surface Angle triangle, wet:	$A_{FZ'}$	0.97	m <sup>2</sup>
$F_Z = A_{FZ'} \cdot \gamma_{B',A}$			
Force from load angle triangle:	$F_Z$	9.66	kN/m
$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$			
Force from load angle triangle, design:	$F_{Z,d}$	9.17	kN/m
Inner radius:	$r_i$	1,250.0	mm
Radial cross section:	$A_{rad}$	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Specific gravity:	$\gamma_R$	25.0	kN/m <sup>3</sup>
$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ([r_i + A_{rad}]^2 - r_i^2)$			
Deadweight:	$G_m$	54.00	kN/m
$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$			
Dead load, design:	$G_{m,d}$	51.30	kN/m
$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$			
Counterforces, design:	$Q_{g,d}$	2,824.97	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$			
Utilisation buoyancy:	$U$	2.6	%

The uplift proof is fulfilled.

All necessary proofs are ok.

## Structural analysis

Project: Peschiera

Description: Attraversamento Salto Alte Coperture

Date: 28/02/2023

## Content

<b>1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition</b>	<b>4</b>
1.1 Input	4
1.1.1 Jacking method	4
1.1.2 Routing and jacking force	4
1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)	4
1.1.4 Soil mechanical values	4
1.1.5 Soil	5
1.1.6 Loadings	5
1.1.7 Calculation options	5
1.1.8 Reinforced concrete pipe	5
1.1.8.1 System drawing	6
1.1.8.2 Front face with PTR	7
1.2 Results	8
1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)	8
1.2.2 Intermediate results pipe	8
1.2.2.1 Material properties	8
1.2.2.2 Safety factors	8
1.2.2.3 Reinforced concrete pipe	9
1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete	10
1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class	10
1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)	10
1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)	10
1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)	11
1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)	11
1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)	12
1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces	12
1.2.4 Intermediate results for the soil	13
1.2.5 Construction state	14
1.2.5.1 Loads Construction state	14
1.2.5.2 Section forces Construction state	15
1.2.5.3 Design of ring reinforcement	17
1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	18
1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	18
1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	21
1.2.6 Proof of admissibility of jacking force	22
1.2.6.1 Pipe	22
1.2.6.2 Angular deviation	22
1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring	22
1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring	24
1.2.6.5 Deformation of pipe	24
1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft	26
1.2.7 Operating state	26
1.2.7.1 Loads Operating state	26
1.2.7.2 Section forces Operating state	27
1.2.7.3 Design of ring reinforcement	29



1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	30
1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	30
1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	32
1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading	33
1.2.9 Uplift proof (buoyancy)	33

## 1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition

The calculation module takes into account the following corrections of the worksheet DWA-A 161: DWA-A 161 04/2017, DWA-A 161 10/2017, TM 4-2019 DB Netz AG, DWA-A 161 10/2020, DWA-A 127-10:2020-10, DWA-A 161 03/2021

Permissible thrust force:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
Kind of calculation:	Reinforced concrete		
States to be calculated:	Construction and operational state		
Add sketch to print:	Yes		
Print minimum sectional forces in operating state:	Yes		

### 1.1 Input

#### 1.1.1 Jacking method

Method:	Microtunneling and manned methods		
Complete and permanent grouting of the annular gap:	No		
Using of proppant or lubricant:	No		
Annular gap:	Shield with fluid or slurry, and continuous annular gap support starting from shield		

#### 1.1.2 Routing and jacking force

Jacking route:	Straight line		
Calculation of the unplanned deviations from the nominal axis (straight track):	Without pilot jacking		
Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
Specification of jacking force:	No		
Free input of safety coefficient for the longitudinal direction:	No		
Monitored installation:	No		

#### 1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)

Kind of thrust transfer:	With pressure transfer ring		
Type of dimensioning:	Pre-dimensioning		
Number of layers in PTR:	One layer		
Diameter of PTR:	Optimal dimensions		
Layer thickness:	s <sub>D1</sub>	20.00	mm
Calculation of Ecal:	Calculation via material from standard		
Material:	Flake board (P5, P7)		

#### 1.1.4 Soil mechanical values

Soil conditions:	Partly solid rock, partly granular soil		
Soil group around pipe:	G1		
Different soil group above pipe:	No		
Input of lateral pressure via:	Friction angle loose soil ( $\varphi'$ )		
Modulus of deformation of rock:	E <sub>F</sub>	100.0	N/mm <sup>2</sup>
Bedding angle (solid rock, during jacking):	120°		
Bedding angle (solid rock, during operation):	120°		
Manual definition inner friction of soil:	No		
Manual entering of specific weight of soil:	No		

### 1.1.5 Soil

Application of silo theory:	Automatic
Manual specification of $\kappa$ and $\kappa 0$ :	No
Manual specification of $K1$ , $\delta$ and $c$ :	No
Compactness of the packing around pipe:	Dense to very dense
Taking concentration factor $\lambda F$ in account:	No

### 1.1.6 Loadings

Cover height:	h	19.0	m
Additional surface load:	$P_0$	20.00	kN/m <sup>2</sup>
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	4.0	m
Verification buoyancy:	Yes		
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Inner pressure (construction state):	$P_{I,C}$	0.0	bar
Inner pressure (operational state):	$P_{I,O}$	0.0	bar
Pipe is filled with liquid during jacking:	Yes		
Pipe is filled with liquid during operation:	Yes		
Specific weight of medium:	$\gamma_{WF}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Traffic load:	No traffic		
Manual definition reduction ratio for dynamic load:	No		

### 1.1.7 Calculation options

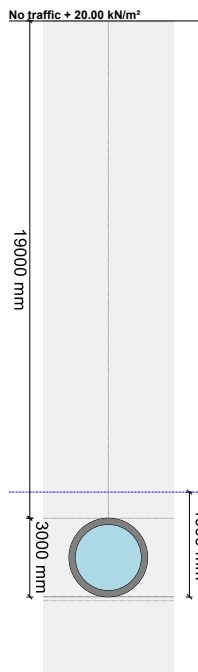
Buckling proof:	According to A 161
Deformation proof:	According to A 161
Admissible deflection according A161:	Yes
Dynamic proof:	Use standard
Minimum sectional forces according standard:	Yes
Comparison stress minimum sectional forces:	Use characteristic values

### 1.1.8 Reinforced concrete pipe

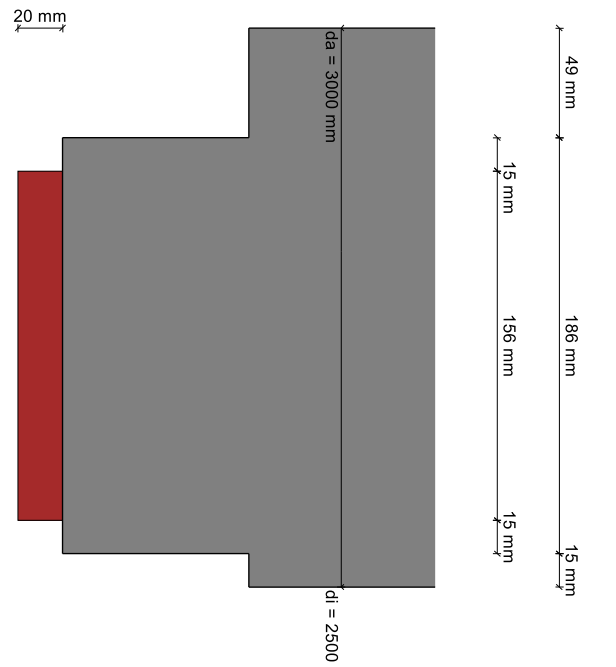
Choice of input:	Do - Di		
Outer diameter:	$d_a$	3,000	mm
Inner diameter:	$d_i$	2,500	mm
Concrete quality:	C50/60		
Longitudinal compressive strength according to:	DWA-A 161:2014, corrected version of September 2020		
Steel according to standard:	Yes		
Proof of crack width:	Yes		
View completed crack pattern:	Yes		
Admissible crack width:	$w_k$	0.20	mm
Perform equivalent stress proof:	Yes		
Manual input of Max fR:	No		
Calculate load class:	No		
Load cycle number manual:	No		
Young's modulus ratio manually:	No		
Pipe length:	$L_R$	2.30	m
Minimal outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm
Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
Manual value for $\Delta a_{cal}$ :	No		
Type:	Double layer		
External exposition class:	XC2: wet, rarely dry		
Exposure class inside:	XC2: wet, rarely dry		
Special measures:	No		
Distance of axial reinforcement according to standard:	Yes		
Order of inner reinforcement bars:	Axial bars within ring reinforcement		
Order of outer reinforcement bars:	Axial bars outside ring reinforcement		

Diameter of internal ring reinforcement:	$\varnothing_{rad,i}$	14	mm
Distance ring reinforcement internal:	$e_i$	150	mm
Diameter of external ring reinforcement:	$\varnothing_{rad,e}$	14	mm
Distance ring reinforcement external:	$e_e$	150	mm
Diameter of internal axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,i}$	10	mm
Number of axial rods internal:	$n_{ax,i}$	40	[-]
Diameter of external axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,e}$	10	mm
Number of axial rods external:	$n_{ax,e}$	40	[-]
Nominal concrete cover inwards:	$c_{nom,i}$	40.0	mm
Nominal concrete cover outwards:	$c_{nom,e}$	40.0	mm
Define partial safety coefficients manually:	No		
Determine reinforcement quantity:	Do not determine		

### 1.1.8.1 System drawing



1.1.8.2 Front face with PTR



## 1.2 Results

### 1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)

Partial safety factor for non-static loads (traffic loads), radial:	Y <sub>Q</sub>	1.50	[-]
Partial safety coefficient for inner pressure (pressure pipes > 0,5 bar):	Y <sub>F,Pi</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor for static loads, radial:	Y <sub>F</sub>	1.35	[-]
Partial safety factor for loads, longitudinal:	Y <sub>F,ax</sub>	1.30	[-]

### 1.2.2 Intermediate results pipe

Inner diameter:	d <sub>i</sub>	2,500.0	mm
Outer diameter:	d <sub>a</sub>	3,000.0	mm
Mean radius:	r <sub>m</sub>	1,375.00	mm
Wall thickness:	s	250.00	mm
Ratio radius to wall thickness:	r <sub>m</sub> /s	5.500	[-]

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14a)}$$

Curve correction factor, internal:	α <sub>ki</sub>	1.061	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14b)}$$

Curve correction factor, external:	α <sub>ka</sub>	0.939	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

Local predeformation:	δ <sub>v,I</sub>	0.00	%
Predeformation (ovalisation before load):	δ <sub>v,A</sub>	0.00	%

Axially effected profile surface:	A <sub>ax</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Radial cross section:	A <sub>rad</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Distance of inertia:	e	125.00	mm
Moment of inertia:	I	1,302,0.33	mm <sup>4</sup> /mm
		83	
Outer moment of resistance:	W <sub>a</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Inner moment of resistance:	W <sub>i</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Surface ratio:	K <sub>Q</sub>	1.2	[-]

Minimum outer diameter:	d <sub>a,min</sub>	2,902	mm
Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	Δ <sub>a,cal</sub>	8.0	mm
Length of the single jacking pipe:	LR	2.30	m

#### 1.2.2.1 Material properties

Specific gravity:	Y <sub>R</sub>	25.0	kN/m <sup>3</sup>
Poissons ratio:	ν	0.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:	f <sub>ck,cyl</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube compressive strength:	f <sub>ck,cube</sub>	60.0	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{cm} = f_{ck,cyl} + 8$$

Compressive strength:	f <sub>cm</sub>	58.0	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	f <sub>ctm</sub>	4.1	N/mm <sup>2</sup>

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.30} \cdot 100 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 1,000$$

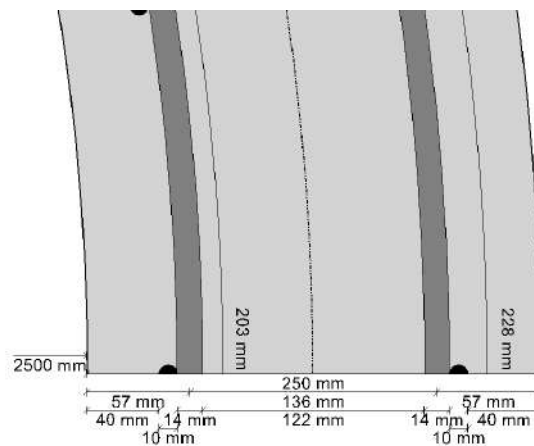
Average Young's modulus (secant modulus):	E <sub>cm</sub>	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>

### 1.2.2.2 Safety factors

The partial safety coefficient transverse to the pipe axis is set at 1.15 (instead of 1.1 or 1.13 according to DWA-A 161 Table 6) in accordance with DIN EN 1993-1-9 Table 3.1.

Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	Y <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Local safety coefficient for component friction lateral to pipe axis:	Y <sub>M,rad</sub>	1.50	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability:	Y <sub>M,stab</sub>	1.85	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability regarding the pipe deformation:	Y <sub>M,stab,red</sub>	1.45	[-]
Partial safety factor bearing capacity concrete:	Y <sub>RC</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:	Y <sub>RS</sub>	1.15	[-]

### 1.2.2.3 Reinforced concrete pipe



		crown	springline	invert	
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
	$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	Z <sub>i</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$Z_e = \frac{h}{2} - c_{nom,e} - \varnothing_{ax,e} - \frac{\varnothing_{rad,e}}{2}$				
Lever outer ring reinforcement	Z <sub>e</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$d_{iK} = \frac{h}{2} + Z_i$				
Static height inner reinforcement cage	d <sub>iK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
	$d_{eK} = \frac{h}{2} + Z_e$				
Static height outer reinforcement cage	d <sub>eK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
N according to DIN V 1201:			n	15.0	[-]

$$z_{id} = \frac{z_i \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,i} - z_e \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,e}}{A_{id}}$$

$z_{id}$	0.0	0.0	0.0	mm
----------	-----	-----	-----	----

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{S,i} + n \cdot \text{vorh } a_{S,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$I_{id} = \frac{h^3}{12} + h \cdot z_{id}^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,i} \cdot [z_i - z_{id}]^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,e} \cdot [z_e + z_{id}]^2$$

Ideal moment of inertia	$I_{id}$	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	mm <sup>4</sup> /mm
-------------------------	----------	-----------------	-----------------	-----------------	---------------------

$$W_{id,a} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} + z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, outside	$W_{id,a}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
-------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

$$W_{id,i} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} - z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, inside	$W_{id,i}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

Nominal concrete cover inwards	$c_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm
--------------------------------	-------------	------	------	------	----

Nominal concrete cover outwards	$c_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm
---------------------------------	-------------	------	------	------	----

### 1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete

#### 1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class

Minimal concrete quality, outwards: C16/20

Minimal concrete quality, inwards: C16/20

Concrete quality: C50/60

The minimum concrete quality is fulfilled.

#### 1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)

Concrete quality: C50/60

Minimum value for ratio wall thickness / radius: min.  $t/r_m$  0.16 [-]  
Inner diameter:  $d_i$  2,500.0 mm

$$\text{min. } t = \frac{\text{min. } t/r_m}{2 - \text{min. } t/r_m} \cdot d_i$$

Calculated minimum wall thickness: min.  $t$  217.4 mm

The minimum wall thickness according to DIN V 1201:2004-08, 5.3.5.2 is fulfilled.

#### 1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)

Existing ring reinforcement inside: vorh.  $a_{sring,i}$  10.26 cm<sup>2</sup>/m

$$\text{min. } a_{s,i} = 0.004 \cdot \text{min. } t \quad \text{DIN V 1201 5.3.7}$$

Minimum ring reinforcement inside according to DIN V 1201, 5.3.7: min.  $a_{s,i}$  8.70 cm<sup>2</sup>/m



Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
min. a <sub>s,e</sub> = 0.003 · min. t				DIN V 1201 5.3.7
Minimum ring reinforcement outside according to DIN V 1201, 5.3.7:		min. a <sub>s,e</sub>	6.52	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. a <sub>s</sub>	crown	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum reinforcement	min. a <sub>s</sub>	springline	10.26	cm <sup>2</sup> /m
		invert	10.26	cm <sup>2</sup> /m
			8.70	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (minimum reinforcement DIN)	U min. a <sub>s</sub>	84.7	63.5	84.7 %

The minimum reinforcement according DIN V 1201:2004-08, 5.3.7 is in range.

#### 1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)

$$\text{vorh. } a_{\text{sring},i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{rad},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_i}$$

Existing ring reinforcement inside:		vorh. a <sub>sring,i</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
a <sub>s,e,60%i</sub> = 0.60 · vorh. a <sub>sring,i</sub>				
Minimum ring reinforcement outside (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e,60%i</sub>	6.16	cm <sup>2</sup> /m
Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum ring reinforcement outside, percentage (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e/i%</sub>	100.00	%

#### 1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)

Maximum target distance longitudinal reinforcement:		e <sub>L,max</sub>	333	mm
Number of axial rods internal:		n <sub>ax,i</sub>	40	[-]
$r_i = \frac{d_i}{2} + c_{\text{nom},i} + \frac{\varnothing_{\text{ax},i}}{2}$				
Radius inside:		r <sub>i</sub>	1,295	mm
U <sub>Li,vor</sub> = 2 · r <sub>i</sub> · π				
Existing inner circumference axial reinforcement:		U <sub>Li,vor</sub>	8,137	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,i</sub>	203	mm
$\text{vorh } a_{\text{S,L},i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{ax},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{\text{L,vor},i}}$				
Existing axial reinforcement inner cage:		vorh a <sub>S,L,i</sub>	3.86	cm <sup>2</sup> /m
Number of axial rods external:		n <sub>ax,e</sub>	40	[-]
$r_e = \frac{d_a}{2} - 0.04 - \frac{\varnothing_{\text{ax},e}}{2}$				
External radius at springline:		r <sub>e</sub>	1,455	mm
U <sub>Le,vor</sub> = 2 · r <sub>e</sub> · π				
Existing outer circumference axial reinforcement:		U <sub>Le,vor</sub>	9,142	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,e</sub>	229	mm

$$\text{vorh } a_{S,L,e} = \left[ \frac{\varnothing_{ax,e}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{L,vor,e}}$$

Existing axial reinforcement outer cage: vorh  $a_{S,L,e}$       3.44      cm<sup>2</sup>/m

The distance of axial reinforcement is sufficiently low.

### 1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)

A retention dimension of 10 mm is used (pipe according to DIN V 1201).

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

The required concrete cover outside was increased by 5 mm (jacking pipe).

		crown	springline	invert	
Required concrete cover outwards	erf. $C_{nom,e}$	30.0	30.0	30.0	mm
Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm

The external concrete cover is sufficient.

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

		crown	springline	invert	
Required concrete cover inwards	erf. $C_{nom,i}$	25.0	25.0	25.0	mm
Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm

The internal concrete cover is sufficient.

### 1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces

$$\kappa_{min} = 1 + (0.5 - z_k/d_{a,min}) \geq 1 \quad (49)$$

Increasing coefficient for planned curves:

		Kmin			1.000	[-]
		crown	springline	invert		
		45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47a)	-45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47b)	45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47c)		
Design moment for minimum dimensioning	$M_{d,min}$	85.078	-85.078	85.078		kNm/m
Design normal force for minimum dimensioning	$N_{d,min}$	-135·rm·kmin (48a) -185.625	-270·rm·kmin (48b) -371.250	-135·rm·kmin (48c) -185.625		kN/m

#### Ring reinforcement

$$z_i = \frac{h}{2} - C_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$$

Lever inner ring reinforcement  $z_i$       68.0      68.0      68.0      mm

$$M_{Ed,s,min} = |M_{d,min}| - z_i \cdot N_{d,min}$$

Dimensioning moment  $M_{Ed,s,min}$       97.701      110.323      97.701      kNm/m

$$\mu_{Ed,s} = |M_{Ed,s,min}| / (d^2 \cdot f_{cd})$$

Normalized dimensioning moment  $\mu_{Ed,s}$       0.0926      0.1045      0.0926      [-]

Necessary mechanical level of reinforcement  $\omega_{min}$       0.0975      0.1108      0.0975      [-]

Static height  $d$       0.193      0.193      0.193      m

$$\sigma_{s,d,min} = f_{yd}$$

Calculation value of steel ultimate flexural  $\sigma_{s,d,min}$       434.78      434.78      434.78      N/mm<sup>2</sup>

$$a_{s,calc,min} = \frac{\omega_{min} \cdot 1 \cdot d \cdot f_{cd} + N_{d,min}}{\sigma_{s,d,min}}$$

Calculated required reinforcement	$a_{s,calc,min}$	7.99	5.40	7.99	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement	$U a_{s,calc,min}$	77.8	52.6	77.8	%

The chosen reinforcement is sufficient.

### Comparison stress

The minimum sectional forces (calculated according to DWA-A 161, section 7.3) will be divided by 1.35 for the verification of serviceability DWA-A 161, section 9.4.3.2

Assumed moment (char.)	$M_{k,min}$	crown 63.021	springline -63.021	invert 63.021	kNm/m
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm

$$\sigma_{M,E,min} = \frac{|M_{k,min}|}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E,min}$	5.4537	5.4537	5.4537	N/mm <sup>2</sup>
Assumed normal force (char.)	$N_{k,min}$	-137.500	-275.000	-137.500	kN/m

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{s,i} + n \cdot \text{vorh } a_{s,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$\sigma_{N,E,min} = \frac{N_{k,min}}{A_{id}}$$

Stress component from normal forces	$\sigma_{N,E,min}$	-0.4897	-0.9794	-0.4897	N/mm <sup>2</sup>
-------------------------------------	--------------------	---------	---------	---------	-------------------

$$\sigma_{bz,min} = \sigma_{M,E,min} + \sigma_{N,E,min}$$

Decisive tensile bending stress	$\sigma_{bz,min}$	4.9640	4.4743	4.9640	N/mm <sup>2</sup>
Stress ratio	$\sigma_{N,E,min}/\sigma_{M,E,min}$	-0.0898	-0.1796	-0.0898	[-]
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm
Constant according to the DIN V 1201, Picture 9	$f_{R,min}$	1.08	0.99	1.08	[-]

$$\sigma_{VR,min} = f_{R,min} \cdot \sigma_{bz,min}$$

Comparison stress of the pipe under cracking force in condition I	$\sigma_{VR,min}$	5.34	4.42	5.34	N/mm <sup>2</sup>
---	-------------------	------	------	------	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:			$\max \sigma_{VR}$	6.00	N/mm <sup>2</sup>
Utilisation equivalent pipe stress (minimum design)	$U \sigma_{VR,min}$	89.0	73.6	89.0	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.4 Intermediate results for the soil

Specific weight of soil:	$\gamma_B$	20.0		kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil:	$\gamma'_B$	11.0		kN/m <sup>3</sup>
Calculation value of the modulus of deformation $E_F$ :	$E_F$	100.00		N/mm <sup>2</sup>
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Bau}$	0.60		[-]
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Betrieb}$	1.00		[-]
Angle of inner friction above pipe:	$\phi'_1$	32.5		°
Stress exponent:	$z$	0.4		[-]

$$\delta/\varphi'_1 = \frac{\delta}{\varphi'_1}$$

Ratio:	$\delta/\varphi'_1$	1.00	[-]
Angle of wall friction:	$\delta$	32.50	°
Earth pressure ratio above pipe:	$K_1$	0.70	[-]

$$b = d_a \cdot \sqrt{3} \quad (7)$$

Influence width of soil above pipe:	b	5.20	m
-------------------------------------	---	------	---

$$\kappa = \frac{1 - e^{\left(-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta\right)}}{2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta} \quad (8)$$

Reduction factor earth load:	$\kappa$	0.295	[-]
------------------------------	----------	-------	-----

$$\kappa_0 = e^{\left(-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta\right)} \quad (9)$$

Reduction factor surface load:	$\kappa_0$	0.038	[-]
Remarks concerning silo theory:	Silo theory can be used.		
The consideration of concentration factor $\lambda F$ is necessary.:	Yes		
Concentration factor:	$\lambda$	1.000	[-]
Base value of earth pressure ratio below crown:	$K_{2,0}$	0.46	[-]

$$K_{2,Bau} = K_{2,0} \cdot f_{2,F,Bau} \leq K_{2,0} \leq 0.4 \quad (4)$$

Earth pressure ratio above pipe, construction state:	$K_{2,Bau}$	0.28	[-]
--	-------------	------	-----

$$K_{2,End} = K_{2,0} \cdot f_{2,F,Betrieb} + 0.1 \leq K_{2,0} \leq 0.5 \quad (4)$$

Earth pressure ratio above pipe, operational state:	$K_{2,End}$	0.46	[-]
---	-------------	------	-----

## 1.2.5 Construction state

### 1.2.5.1 Loads Construction state

$$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0 \quad (5b)$$

Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	110.165	kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	----------	---------	-------------------

Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	110.165	kN/m <sup>2</sup>
--	----------	---------	-------------------

$$q_{Ges,v} = q_0 + p_T \quad (53)$$

Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	145.105	kN/m <sup>2</sup>
---	-------------	---------	-------------------

Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be $\cos^2$ - or $\sin^2$ -shaped.:	Yes		
--	-----	--	--

Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
---	--------------	-------	---

$$q_0 = \frac{3}{2 + K_2} \cdot q_{Ev} \quad (26)$$

Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	145.105	kN/m <sup>2</sup>
---	-------	---------	-------------------

$$q_{0,h} = \left( q_0 + \frac{\gamma'_B \cdot d_a}{2} \right) \cdot K_2 \quad (34a)$$

Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	44.865	kN/m <sup>2</sup>
--	-----------	--------	-------------------

$$q_{Ges,h} = q_{0,h} + p_{Th} \quad (53)$$

Total horizontal soil stresses at pipe:  $q_{Ges,h}$  44.865 kN/m<sup>2</sup>

Inner gauge pressure:  $p_i$  0.000 bar

Outer gauge pressure above pipe crown:  $p_{a,Sc}$  0.100 bar

Pipe stiffness:  $S_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Pipe stiffness:  $\bar{S}_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Calculation value of the modulus of deformation  $E_F$ :  $E_F$  100.00 N/mm<sup>2</sup>

Loosening coefficient according to A161, table 15:  $f_{2,F,Bau}$  0.60 [-]

$$E_B = E_F \cdot f_{2,F,Bau} \quad (50)$$

Modulus of deformation of soil:  $E_B$  60.00 N/mm<sup>2</sup>

Earth pressure ratio below crown:  $K_2$  0.28 [-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:  $S_{Bh}$  36.00 N/mm<sup>2</sup>

$$V_{RB} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

For pipes made of reinforced concrete, concrete, vitrified clay and cast iron  $V_{RB}$  must be put greater than 1,0 always.

System stiffness:  $V_{RB}$  1.1000 [-]

The pipe soil system behaves flexible.: No

#### 1.2.5.2 Section forces Construction state

Partial safety factor for static loads, radial:  $\gamma_F$  1.35 [-]

Partial safety factor for outer water pressure:  $\gamma_{F,W}$  1.00 [-]

Mean radius:  $r_m$  1,375.00 mm

Inner gauge pressure:  $p_i$  0.000 bar

Outer gauge pressure above pipe crown:  $p_{a,Sc}$  0.100 bar

Radial earth load on pipe during jacking:  $q_0$  145.105 kN/m<sup>2</sup>

Horizontal soil stress during jacking:  $q_{0,h}$  44.865 kN/m<sup>2</sup>

Vertical soil stress due to traffic load:  $p_T$  0.00 kN/m<sup>2</sup>

Horizontal soil stress due to traffic load:  $p_{Th}$  0.00 kN/m<sup>2</sup>

Total vertical soil stresses at pipe crown level:  $q_{Ges,v}$  145.105 kN/m<sup>2</sup>

Total horizontal soil stresses at pipe:  $q_{Ges,h}$  44.865 kN/m<sup>2</sup>

Moments:  $m_{q_0}$  crown 0.251 springline -0.253 invert 0.238 [-]

$$M_{q_{0v,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_0} \cdot q_0 \cdot r_m^2 \quad (24)$$

Vertical load due to earth coverage  $M_{q_{0v,d}}$  92.960 -93.700 88.145 kNm/m

$m_{p_T}$  0.251 -0.253 0.238 [-]

$$M_{p_{Tv,d}} = \gamma_Q \cdot m_{p_T} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load  $M_{p_{Tv,d}}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m

$m_{p_{Th}}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{p_{Th,d}} = \gamma_Q \cdot m_{p_{Th}} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2 \quad (31)$$

Horizontal load due to traffic  $M_{p_{Th,d}}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m

$m_{q_h}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{q_{h,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_h} \cdot q_{0,h} \cdot r_m^2 \quad (33)$$

Horizontal load due to earth coverage  $M_{q_{h,d}}$  -26.566 26.108 -21.413 kNm/m

	$m_g$	0.347	-0.401	0.401	[-]	
						(37)
$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$						
Dead weight	$M_{g,d}$	5.535	-6.397	6.397	kNm/m	
	$m_w$	0.174	-0.200	0.201	[-]	
						(39)
$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$						
Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$	6.106	-7.019	7.054	kNm/m	
	$m_a$	-0.174	0.200	-0.201	[-]	
						(41)
$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$						
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.523	5.199	-5.225	kNm/m	
						(43)
$M_{pw,d} = ((\gamma_F \cdot p_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$						
Water pressure	$M_{pw,d}$	-0.052	-0.052	-0.052	kNm/m	
	$m_{qh}^*$	-0.181	0.208	-0.181	[-]	
						(45a)
$M_{qEh^*,d} = \gamma_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$						
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
						(45b)
$M_{qTh^*,d} = \gamma_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2$						
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$						
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
Sum of moments	$\Sigma M_d$	73.460	-75.860	74.906	kNm/m	
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv, qh, qh^*, d}$	66.393	-67.592	66.732	kNm/m	
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst, d}$	7.067	-8.268	8.174	kNm/m	
Normal forces:						
	$n_{qo}$	crown 0.003	springline -1.000	invert -0.510	[-]	
						(25)
$N_{q0v,d} = \gamma_F \cdot n_{qo} \cdot q_0 \cdot r_m$						
Vertical load due to earth coverage	$N_{q0v,d}$	0.808	-269.351	-137.369	kN/m	
	$n_{pT}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]	
						(30)
$N_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m$						
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m	
	$n_{pTh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]	
						(32)
$N_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m$						
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m	
	$n_{qh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]	
						(34)
$N_{qh,d} = \gamma_F \cdot n_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m$						
Horizontal load due to earth coverage	$N_{qh,d}$	-79.949	0.000	-44.971	kN/m	
	$n_g$	0.177	-1.571	-1.769	[-]	
						(38)
$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$						
Dead weight	$N_{g,d}$	2.053	-18.226	-20.523	kN/m	
	$n_w$	0.588	0.215	0.616	[-]	
						(40)
$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$						

Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.008	5.488	15.722	kN/m
	$m_a$	-0.588	-0.215	-0.616	[-]
	$N_{a,d} = Y_{F,W} \cdot m_a \cdot Y_W \cdot r_m^2$				(42)
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.117	-4.065	-11.646	kN/m
	$N_{pw,d} = (Y_F \cdot p_i \cdot r_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$				(44)
Water pressure	$N_{pw,d}$	-15.000	-15.000	-15.000	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-88.197	-301.154	-213.787	kN/m
	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{q0v,d} + N_{pTv,d} + N_{qh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$				
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-79.141	-269.351	-182.340	kN/m
	$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$				
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-9.056	-31.803	-31.447	kN/m
<b>1.2.5.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$				
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$				
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
		crown	springline	invert	
Sum of moments	$M_E$	53.229	-54.858	54.117	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	73.460	-75.860	74.906	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-72.102	-228.020	-165.269	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-88.197	-301.154	-213.787	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
	$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	$Z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
	$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot Z_{s1}$				
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	79.458	96.339	89.443	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
	$\mu_{Ed,s} = \frac{ M_{Ed,s} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$				
Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0753	0.0913	0.0847	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0785	0.0960	0.0888	[-]
	$\sigma_{s,d} = f_{yd}$				

Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
---	----------------	--------	--------	--------	-------------------

$$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$$

Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	7.85	5.15	6.25	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	U $a_{s,calc}$	76.5	50.2	60.9	%

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

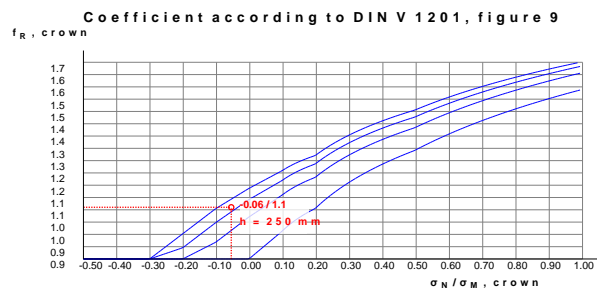
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	crown 11,555.56	springline 11,555.56	invert 11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
--	----------	--------------------	-------------------------	---------------------	---------------------

$$|\sigma_{M,E}| = \frac{M_E}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	4.6063	4.7474	4.6832	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.2568	-0.8121	-0.5886	N/mm <sup>2</sup>

$$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$$

Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	4.3496	3.9353	4.0947	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.0557	-0.1711	-0.1257	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	1.11	1.00	1.04	[-]
---	-------	------	------	------	-----

$$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$$

Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	4.81	3.92	4.26	N/mm <sup>2</sup>
--	---------------	------	------	------	-------------------

Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$		4.1	N/mm <sup>2</sup>
---	-----------	--	-----	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:	$\max \sigma_{VR}$		6.00	N/mm <sup>2</sup>
---	--------------------	--	------	-------------------

$$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$$

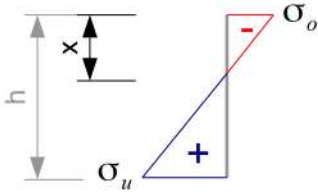
Utilisation equivalent pipe stress	U $\sigma_{VR}$	80.1	65.3	71.0	%
------------------------------------	-----------------	------	------	------	---

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

#### 1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.



Width of the cross section:			b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):			$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:			$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$					
Ratio of Young's moduli:			$\alpha_e$	5.37	[-]
$f_{ct,eff} = f_{ctm}$					
Effective tensile strength of concrete (without minimum):			$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
Relevant steel diameter	$d_s$	14.00	14.00	14.00	mm
$\text{vorh } a_{s,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$					
Existing reinforcement internal cage	vorh $a_{s,i}$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$					
Static height inner reinforcement cage	$d_{iK}$	193.0	193.0	193.0	mm
$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$					
Distance to centroid state I	$z_{s1}$	68.00	68.00	68.00	mm
$z = 0.90 \cdot d_{iK}$					
Inner lever for crack width proof (~0.9d)	z	173.70	173.70	173.70	mm
$\sigma_o = N/A - M/W$ $\sigma_u = N/A + M/W$ $W = h^2/6$				$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$ $x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$	
Height of compression zone state I	x	132.06	146.65	140.91	mm
$d_1 = h - d_{iK}$					
Distance between axis and edge under tension	$d_1$	57.00	57.00	57.00	mm
$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$					
Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$					
Calculated height of the tension zone	$h_{Grenz}$	39.31	34.45	36.36	mm
DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from (h-x)/3 to (h-x)/2, since the reinforcement is located outside the effective range (h-x)/3 at at least one point in the cross-section.					
$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$					
Effective height of the impact area	$h_{C,ef}$	58.97	51.68	54.55	mm

$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$					
Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	589.72	516.76	545.47	cm <sup>2</sup>
Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 53.23	Springline -54.86	Bottom 54.12	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-72.10	-228.02	-165.27	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	58.13	70.36	65.36	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{vorh\ a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	255.85	172.54	205.59	N/mm <sup>2</sup>
$eff\ \rho = \frac{vorh\ a_{S,i}}{A_{C,eff}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$eff\ \rho$	17.40	19.86	18.81	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,eff}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	244.37	164.79	196.36	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot eff\ \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	223.47	195.82	206.70	mm
$s_{r,max} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,max}$	223.47	164.79	196.36	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,eff}}{eff\ \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot eff\ \rho)}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.77	0.41	0.55	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.77	0.52	0.62	‰
$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.77	0.52	0.62	‰
$vorh\ w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, total load	$vorh\ w_k$	0.172	0.085	0.121	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{vorh\ w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	85.8	42.6	60.6	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

		Crown	Springline	Bottom	
Impacting moment	$M_{d,0}$	63.02	-63.02	63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$					
Calculated crack width, minimum dimension	vorh $w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

## 1.2.6 Proof of admissibility of jacking force

### 1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,min}$	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	$\sigma_{LD}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]
Characteristic strength of pipe material.:	$f_k$	50.00	N/mm <sup>2</sup>
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	$E_{R,ax}$	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	$f_d$	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	-------	-------	-------------------

### 1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	$R_{Plan}$	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	$L_R$	2.30	m

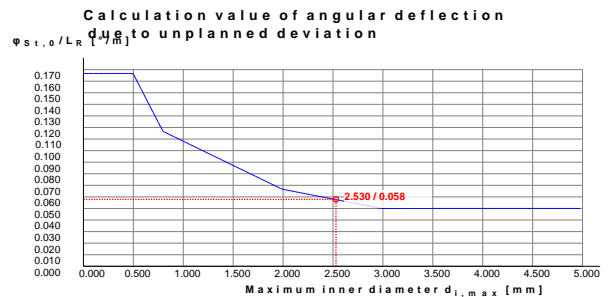
$$\varphi_R = \arctan\left(\frac{L_R}{R_{Plan}}\right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
---	-------------	-------	---

$\varphi_R$  was assumed as 0°, as for  $\varphi_R < 0,05^\circ$  the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
--	-------------	-------	---

Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
-------------------------	-------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St,0}/L_R$	0.058	°/m
---	----------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0}/L_R \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St}$	0.196	°
--	----------------	-------	---

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
-------------------	----	-------	----

Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
--	------------------	-----	----

Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm
-------------------------	-------------	-------	----

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan\left(\frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}}\right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
---	--------------------------	-------	---

Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
--	--------	------	-----

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}); \varphi_{St}; \varphi_{\Delta a,cal}] \quad (92)$$

Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°
---	-----------------	-------	---

### 1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

#### Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)

Flake board (P5, P7)

Outer diameter of PTR:

$d_{a,DÜR}$  2,872.2 mm

Inner diameter of the PTR:

$d_{i,DÜR}$  2,559.8 mm

Outer edge distance of PTR:

$a_{a,DÜR}$  14.9 mm

Inner edge distance of PTR:

$a_{i,DÜR}$  14.9 mm

Width of PTR:

$t_{DÜR}$  156.2 mm

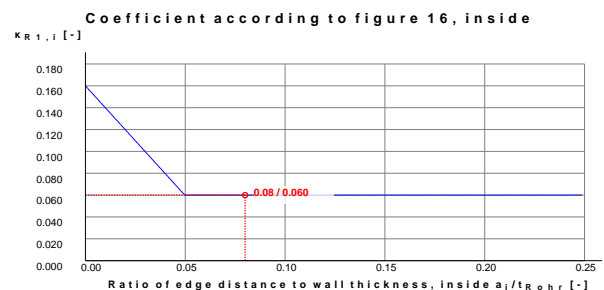
Minimal wall thickness of pipe:

$t_{R,min}$  186.0 mm

$$K_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

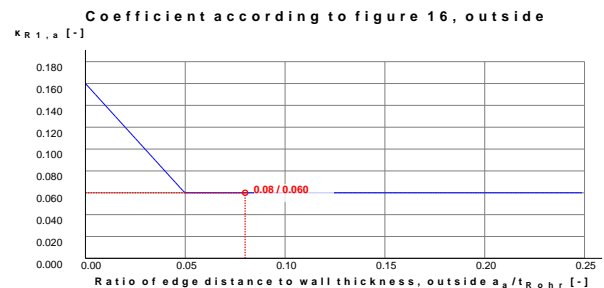
Ratio  $t_{DÜR}$  to  $t_{Rohr}$ :

$K_t$  1.190 [-]



Ratio of edge distance to wall thickness, inside:

Coefficient according to figure 16, inside:



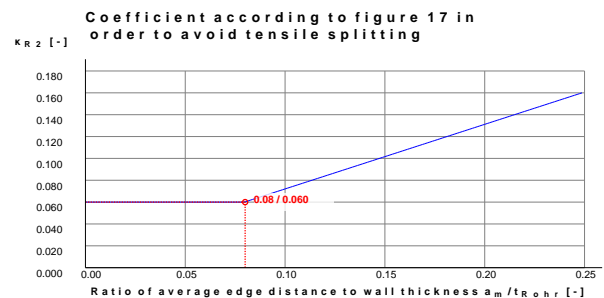
Ratio of edge distance to wall thickness, outside:

Coefficient according to figure 16, outside:

$$K_{R1} = \max(K_{R1,i}, K_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:

$K_{R1}$  0.060 [-]

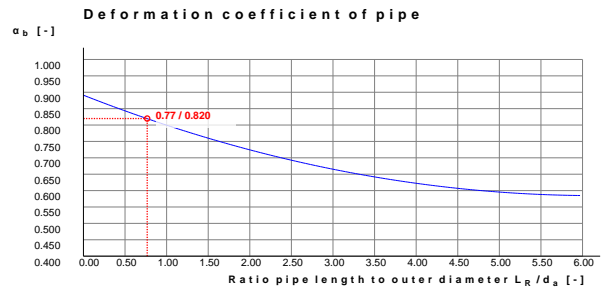


Ratio of average edge distance to wall thickness:

Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:

$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:	K <sub>R</sub>	0.060	[-]
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	f <sub>tm</sub>	4.07	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R} \quad (98)$			
Coefficient for permissible compressive stress:	α <sub>D,T</sub>	1.000	[-]
$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot K_t \cdot f_d \quad (97)$			
Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:	σ <sub>cal</sub>	44.09	N/mm <sup>2</sup>
Estimated thrust force, control variable:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$			
Evenly distributed stress in the PTR:	σ <sub>0DÜR</sub>	7.15	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_I = 2 \cdot \sigma_{0DÜR} \quad (107)$			
Relevant stress of preload:	σ <sub>I</sub>	14.29	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_I / \sigma_{cal} = \frac{\sigma_I}{\sigma_{cal}}$			
Percentage of preload:	σ <sub>I</sub> /σ <sub>cal</sub>	32.4	%
<b>1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring</b>			
<i>Layer 1</i>			
Flake board (P5, P7)			
Layer thickness:	s <sub>d</sub>	20.00	mm
$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6(\sigma_I/\sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal}) + 6108.7 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^2 - 14090 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835) \quad (109)$			
Stiffness of the layer:	E <sub>cal</sub>	588.62	N/mm <sup>2</sup>
$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}} \quad (102 / 111)$			
Deformation component of the layer:	Δs <sub>DÜR,S</sub>	5.5	mm
<b>1.2.6.5 Deformation of pipe</b>			
$\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot \frac{t_{DÜR}}{t_{R,min}} \quad (103b)$			
$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{cal} \cdot t_{DÜR}}{t_{R,min}}$			
Calculated compressive stress in pipe material:	σ <sub>max</sub>	37.04	N/mm <sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$L_R/d_a$  0.77 [-]

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \quad (105)$$

Deformation coefficient of pipe:

$\alpha_b$  0.820 [-]

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \ \& \ \geq 0$$

Coefficient:

$\alpha_\varphi$  0.000 [-]

$$K_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi) \quad (104)$$

Deformation factor of pipe:

$K_{ab}$  0.500 [-]

$$\Delta S_R = \frac{\sigma_{max} \cdot K_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \quad (103a)$$

Deflection component of jacking pipe:

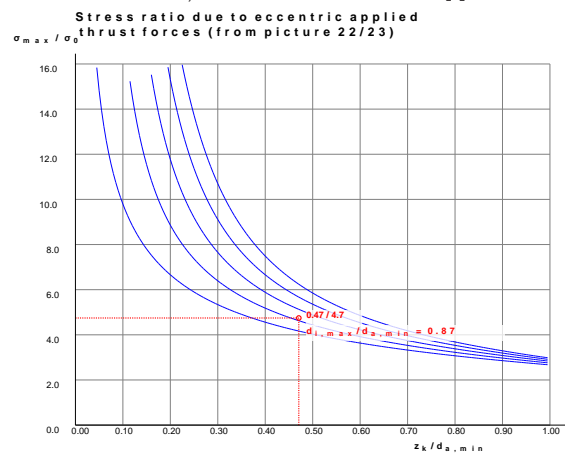
$\Delta S_R$  1.1 mm

Result

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta S_{DÜR} + \Delta S_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \quad (101)$$

Joint gap dimension:

$z_k/d_{a,min}$  0.47 [-]



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$\sigma_{max} / \sigma_0$  4.75 [-]

$$A_R = \frac{(d_{a,min}^2 - d_{i,max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:

$A_R$  15,870.572 cm<sup>2</sup>

Partial safety factor for loads, longitudinal:	$\gamma_{F,ax}$	1.30	[-]
$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{max}}{\sigma_{max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}}$			(113)
Permissible thrust force:	$F_j$	9,528	kN
$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0$			(113)
Axial stress, Design value acting in the spigot end:	$\sigma_{x,d}$	-37.04	N/mm <sup>2</sup>
$A_{R,0} = \frac{(\lceil d_i + 2 \cdot A_{ax} \rceil^2 - d_i^2) \cdot \pi}{4}$			
Area for axial pressure beyond coupling zone:	$A_{R,0}$	21,598.45	cm <sup>2</sup>
$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0$			(113)
Axial stress in the pipe. Design value:	$\sigma_{x,d,0}$	-27.21	N/mm <sup>2</sup>
<u>1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft</u>			
The equivalent stress proof is not required for rigid pipes.			
<b>1.2.7 Operating state</b>			
<u>1.2.7.1 Loads Operating state</u>			
$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0$			(5b)
Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	110.165	kN/m <sup>2</sup>
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	110.165	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,v} = p_{Ev} + p_T$			(53)
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	110.165	kN/m <sup>2</sup>
Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be cos <sup>2</sup> - or sin <sup>2</sup> -shaped.:	No		
Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
$q_{Eh} = \left( p_{Ev} + \gamma_B \cdot (d_a - h_{GW,oRh}) + \gamma'_B \cdot \left( h_{GW,oRh} - \frac{d_a}{2} \right) \right) \cdot K_2$			
Horizontal soil stress at pipe:	$q_{Eh}$	58.61	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,h} = q_{Eh} + p_{Th}$			(53)
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	58.608	kN/m <sup>2</sup>
Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.100	bar
Pipe stiffness:	$S_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Pipe stiffness:	$\bar{S}_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Calculation value of the modulus of deformation EF:	$E_F$	100.00	N/mm <sup>2</sup>
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Betrieb}$	1.00	[-]



$$E_B = E_F \cdot f_{2,F,Betrieb} \quad (50)$$

Modulus of deformation of soil:  $E_B$  100.00 N/mm<sup>2</sup>  
Earth pressure ratio below crown:  $K_2$  0.46 [-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:  $S_{Bh}$  60.00 N/mm<sup>2</sup>

$$V_{RB,LK} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

For pipes made of reinforced concrete, concrete, vitrified clay and cast iron VRB must be put greater than 1,0 always.

System stiffness:  $V_{RB}$  1.1000 [-]  
The pipe soil system behaves flexible.: No

### 1.2.7.2 Section forces Operating state

Partial safety factor for static loads, radial:  $\gamma_F$  1.35 [-]  
Partial safety factor for outer water pressure:  $\gamma_{F,W}$  1.00 [-]  
Mean radius:  $r_m$  1,375.00 mm

Inner gauge pressure:  $p_i$  0.000 bar  
Outer gauge pressure above pipe crown:  $p_{a,Sc}$  0.100 bar  
Effective vertical stress at pipe crown level:  $q_{Ev}$  110.165 kN/m<sup>2</sup>  
Horizontal soil stress at pipe:  $q_{Eh}$  58.61 kN/m<sup>2</sup>  
Vertical soil stress due to traffic load:  $p_T$  0.00 kN/m<sup>2</sup>  
Horizontal soil stress due to traffic load:  $p_{Th}$  0.00 kN/m<sup>2</sup>  
Total vertical soil stresses at pipe crown level:  $q_{Ges,v}$  110.165 kN/m<sup>2</sup>  
Total horizontal soil stresses at pipe:  $q_{Ges,h}$  58.608 kN/m<sup>2</sup>

Moments:  $m_{pEv}$  crown 0.251 springline -0.253 invert 0.238 [-]

$$M_{pEvd} = \gamma_F \cdot m_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2 \quad (27)$$

Vertical load due to earth coverage  $M_{pEv,d}$  70.576 -71.138 66.920 kNm/m  
 $m_{pT}$  0.251 -0.253 0.238 [-]

$$M_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot m_{pT} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load  $M_{pTv,d}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m  
 $m_{pTh}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot m_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2 \quad (31)$$

Horizontal load due to traffic  $M_{pTh,d}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m  
 $m_{pEh}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{pEh,d} = \gamma_F \cdot m_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2 \quad (35)$$

Horizontal load due to earth coverage  $M_{pEh,d}$  -34.704 34.106 -27.973 kNm/m  
 $m_g$  0.347 -0.401 0.401 [-]

$$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2 \quad (37)$$

Dead weight  $M_{g,d}$  5.535 -6.397 6.397 kNm/m  
 $m_w$  0.174 -0.200 0.201 [-]

$$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3 \quad (39)$$

Waterfilling upto crown  $M_{w,d}$  6.106 -7.019 7.054 kNm/m  
 $m_a$  -0.174 0.200 -0.201 [-]

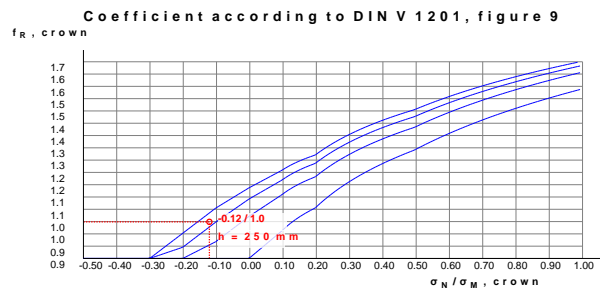
$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$					(41)
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.523	5.199	-5.225	kNm/m
$M_{pw,d} = ((\gamma_F \cdot p_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$					(43)
Water pressure	$M_{pw,d}$	-0.052	-0.052	-0.052	kNm/m
	$m_{qh}^*$	-0.181	0.208	-0.181	[-]
$M_{qEh^*,d} = \gamma_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$					(45a)
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qTh^*,d} = \gamma_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2$					(45b)
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$					
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
Sum of moments	$\Sigma M_d$	42.938	-45.300	47.121	kNm/m
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	35.871	-37.032	38.948	kNm/m
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	7.067	-8.268	8.174	kNm/m
Normal forces:		crown	springline	invert	
	$n_{pEv}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]
$N_{pEv,d} = \gamma_F \cdot n_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m$					(28)
Vertical load due to earth coverage	$N_{pEv,d}$	0.613	-204.493	-104.291	kN/m
	$n_{pT}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]
$N_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m$					(30)
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pTh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]
$N_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m$					(32)
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pEh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]
$N_{pEh,d} = \gamma_F \cdot n_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m$					(36)
Horizontal load due to earth coverage	$N_{pEh,d}$	-104.439	0.000	-58.747	kN/m
	$n_g$	0.177	-1.571	-1.769	[-]
$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$					(38)
Dead weight	$N_{g,d}$	2.053	-18.226	-20.523	kN/m
	$n_w$	0.588	0.215	0.616	[-]
$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$					(40)
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.008	5.488	15.722	kN/m
	$m_a$	-0.588	-0.215	-0.616	[-]
$N_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$					(42)
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.117	-4.065	-11.646	kN/m
$N_{pw,d} = (\gamma_F \cdot p_i \cdot r_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$					(44)
Water pressure	$N_{pw,d}$	-15.000	-15.000	-15.000	kN/m

Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-112.881	-236.296	-194.485	kN/m
$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{pEv,d} + N_{pTv,d} + N_{pEh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$					
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-103.826	-204.493	-163.038	kN/m
$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$					
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-9.056	-31.803	-31.447	kN/m
<b>1.2.7.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$					
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$					
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
Sum of moments	$M_E$	crown 30.620	springline -32.221	invert 33.537	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	42.938	-45.300	47.121	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-90.387	-179.977	-150.972	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-112.881	-236.296	-194.485	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
$z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$					
Lever inner ring reinforcement	$z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot z_{s1}$					
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	50.614	61.369	60.346	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
$\mu_{Ed,s} = \frac{ M_{Ed,s} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$					
Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0480	0.0581	0.0572	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0494	0.0601	0.0591	[-]
$\sigma_{s,d} = f_{yd}$					
Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$					
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	3.61	2.13	2.96	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	U $a_{s,calc}$	35.2	20.7	28.9	%

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

		crown	springline	invert	
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
	$ \sigma_{M,E}  = \frac{M_E}{W_{id}}$				
Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	2.6498	2.7884	2.9022	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.3219	-0.6410	-0.5377	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$				
Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	2.3279	2.1474	2.3645	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.1215	-0.2299	-0.1853	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	1.05	0.95	0.98	[-]
	$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$				
Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	2.43	2.03	2.32	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$			4.1	N/mm <sup>2</sup>
	$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$				
Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:	$\max \sigma_{VR}$			6.00	N/mm <sup>2</sup>
	$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$				
Utilisation equivalent pipe stress	$U \sigma_{VR}$	40.6	33.9	38.7	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

#### 1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:	b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):	$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:	$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

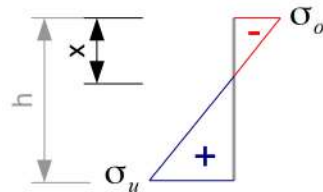
Ratio of Young's moduli:	$\alpha_e$	5.37	[-]
--------------------------	------------	------	-----

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$					
Effective tensile strength of concrete (without minimum):			$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm
Relevant steel diameter	$d_s$	14.00	14.00	14.00	mm
vorh $a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$					
Existing reinforcement internal cage	vorh $a_{S,i}$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$					
Static height inner reinforcement cage	$d_{iK}$	193.0	193.0	193.0	mm
$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$					
Distance to centroid state I	$z_{s1}$	68.00	68.00	68.00	mm
$z = 0.90 \cdot d_{iK}$					
Inner lever for crack width proof (~0.9d)	$z$	173.70	173.70	173.70	mm

$$\sigma_o = N/A - M/W$$

$$\sigma_u = N/A + M/W$$

$$W = h^2/6$$



$$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$$

$$x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$$

Height of compression zone state I	$x$	140.37	154.09	148.45	mm
$d_1 = h - d_{iK}$					
Distance between axis and edge under tension	$d_1$	57.00	57.00	57.00	mm
$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$					
Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$					
Calculated height of the tension zone	$h_{Grenz}$	36.54	31.97	33.85	mm

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from  $(h-x)/3$  to  $(h-x)/2$ , since the reinforcement is located outside the effective range  $(h-x)/3$  at at least one point in the cross-section.

$$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$$

Effective height of the impact area	$h_{C,ef}$	54.81	47.95	50.78	mm
$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$					
Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	548.13	479.54	507.77	cm <sup>2</sup>

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 30.62	Springline -32.22	Bottom 33.54	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-90.39	-179.98	-150.97	kN/m

$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	36.77	44.46	43.80	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	118.18	74.04	98.61	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	18.72	21.40	20.21	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	112.87	70.71	94.19	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	207.71	181.72	192.41	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	112.87	70.71	94.19	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.11	-0.05	0.05	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.35	0.22	0.30	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.35	0.22	0.30	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, total load	$\text{vorh } w_k$	0.040	0.016	0.028	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	20.0	7.9	13.9	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

#### 1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

		Crown	Springline	Bottom	
Impacting moment	$M_{d,0}$	63.02	-63.02	63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m

$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{Sm} - \epsilon_{Cm})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, minimum dimension	$\text{vorh } w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

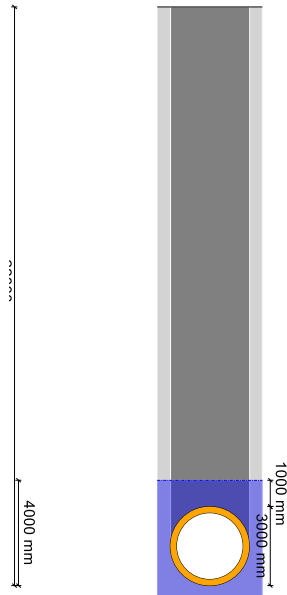
Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

### 1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading

The fatigue proof with not predominantly static loading is not desired in this case.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)

The uplift proof uses the real ground water level  $h_{GW,max}$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h_{min}$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:	$\gamma_Q$	1.05	[-]
Soil:	$\gamma_u$	0.95	[-]
Load factor dead weight:	$\gamma_G$	0.95	[-]
Outer radius:	$r_a$	1,500.0	mm
$V = r_a^2 \cdot \pi$			
$V = V_A$			
Displaced volume:	$V$	7.07	$m^3/m$
$Q_r = V \cdot \gamma_w$			
Lifting force:	$Q_r$	70.69	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	$kN/m^3$
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	$kN/m^3$
Cover height:	$h$	19.0	m
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	4.0	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	$h_n$	1.00	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot \gamma_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot \gamma_{B,A}) \cdot D_a$			
Soil:	$Q_{r1}$	1,110.00	kN/m
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot \gamma_u$			
Building ground, design:	$Q_{r1,d}$	1,054.50	kN/m
Area Angle triangle, dry:	$A_{FZ}$	0.00	$m^2$



$$A_{FZ'} = \frac{[2 \cdot r_a]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$$

Surface Angle triangle, wet:	$A_{FZ'}$	0.97	m <sup>2</sup>
$F_Z = A_{FZ'} \cdot \gamma_{B',A}$			
Force from load angle triangle:	$F_Z$	9.66	kN/m
$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$			
Force from load angle triangle, design:	$F_{Z,d}$	9.17	kN/m
Inner radius:	$r_i$	1,250.0	mm
Radial cross section:	$A_{rad}$	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Specific gravity:	$\gamma_R$	25.0	kN/m <sup>3</sup>
$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ([r_i + A_{rad}]^2 - r_i^2)$			
Deadweight:	$G_m$	54.00	kN/m
$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$			
Dead load, design:	$G_{m,d}$	51.30	kN/m
$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$			
Counterforces, design:	$Q_{g,d}$	1,114.97	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$			
Utilisation buoyancy:	$U$	6.7	%

The uplift proof is fulfilled.

All necessary proofs are ok.

## Structural analysis

Project: Peschiera

Description: Attraversamento Salto Basse coperture

Date: 28/02/2023

## Content

<b>1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition</b>	<b>4</b>
1.1 Input	4
1.1.1 Jacking method	4
1.1.2 Routing and jacking force	4
1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)	4
1.1.4 Soil mechanical values	4
1.1.5 Soil	4
1.1.6 Loadings	5
1.1.7 Calculation options	5
1.1.8 Reinforced concrete pipe	5
1.1.8.1 System drawing	6
1.1.8.2 Front face with PTR	7
1.2 Results	8
1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)	8
1.2.2 Intermediate results pipe	8
1.2.2.1 Material properties	8
1.2.2.2 Safety factors	8
1.2.2.3 Reinforced concrete pipe	9
1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete	10
1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class	10
1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)	10
1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)	10
1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)	11
1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)	11
1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)	12
1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces	12
1.2.4 Intermediate results for the soil	13
1.2.5 Construction state	14
1.2.5.1 Loads Construction state	14
1.2.5.2 Section forces Construction state	15
1.2.5.3 Design of ring reinforcement	17
1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	17
1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	18
1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	20
1.2.6 Proof of admissibility of jacking force	21
1.2.6.1 Pipe	21
1.2.6.2 Angular deviation	22
1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring	22
1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring	24
1.2.6.5 Deformation of pipe	24
1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft	26
1.2.7 Operating state	26
1.2.7.1 Loads Operating state	26
1.2.7.2 Section forces Operating state	27
1.2.7.3 Design of ring reinforcement	29

1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	29
1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	30
1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	32
1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading	33
1.2.9 Uplift proof (buoyancy)	33

## 1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition

The calculation module takes into account the following corrections of the worksheet DWA-A 161: DWA-A 161 04/2017, DWA-A 161 10/2017, TM 4-2019 DB Netz AG, DWA-A 161 10/2020, DWA-A 127-10:2020-10, DWA-A 161 03/2021

Permissible thrust force:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
Kind of calculation:	Reinforced concrete		
States to be calculated:	Construction and operational state		
Add sketch to print:	Yes		
Print minimum sectional forces in operating state:	Yes		

### 1.1 Input

#### 1.1.1 Jacking method

Method:	Microtunneling and manned methods		
Complete and permanent grouting of the annular gap:	No		
Using of proppant or lubricant:	No		
Annular gap:	Shield with fluid or slurry, and continuous annular gap support starting from shield		

#### 1.1.2 Routing and jacking force

Jacking route:	Straight line		
Calculation of the unplanned deviations from the nominal axis (straight track):	Without pilot jacking		
Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
Specification of jacking force:	No		
Free input of safety coefficient for the longitudinal direction:	No		
Monitored installation:	No		

#### 1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)

Kind of thrust transfer:	With pressure transfer ring		
Type of dimensioning:	Pre-dimensioning		
Number of layers in PTR:	One layer		
Diameter of PTR:	Optimal dimensions		
Layer thickness:	s <sub>D1</sub>	20.00	mm
Calculation of Ecal:	Calculation via material from standard		
Material:	Flake board (P5, P7)		

#### 1.1.4 Soil mechanical values

Soil conditions:	Granular soil		
Soil group around pipe:	G2		
Different soil group above pipe:	No		
Bedding angle (granular soil):	2 $\alpha$ = 180° (standard case)		
Manual definition inner friction of soil:	No		
Manual entering of specific weight of soil:	No		

#### 1.1.5 Soil

Manual specification of modulus of deformation of soil:	No		
Application of silo theory:	Automatic		
Manual specification of $\kappa$ and $\kappa_0$ :	No		

Manual specification of K1,  $\delta$  and c:  
Compactness of the packing around pipe:  
Taking concentration factor  $\lambda F$  in account:

No  
Medium dense  
No

### 1.1.6 Loadings

Cover height:  
Additional surface load:  
Partial safety factor for outer water pressure:  
Groundwater level above pipe invert:  
Verification buoyancy:  
Weight of soil in uplift proof:  
Buoyant weight of soil in uplift proof:  
Inner pressure (construction state):  
Inner pressure (operational state):  
Pipe is filled with liquid during jacking:  
Pipe is filled with liquid during operation:  
Specific weight of medium:  
Traffic load:  
Manual definition reduction ratio for dynamic load:

h	5.5	m
P <sub>0</sub>	20.00	kN/m <sup>2</sup>
Y <sub>F,W</sub>	1.00	[-]
h <sub>GW</sub>	10.0	m
Yes		
Y <sub>B,A</sub>	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Y <sub>B',A</sub>	10.0	kN/m <sup>3</sup>
P <sub>I,C</sub>	0.0	bar
P <sub>I,O</sub>	0.0	bar
Yes		
Yes		
Y <sub>WF</sub>	10.0	kN/m <sup>3</sup>
No traffic		
No		

### 1.1.7 Calculation options

Buckling proof:  
Deformation proof:  
Admissible deflection according A161:  
Dynamic proof:  
Minimum sectional forces according standard:  
Comparison stress minimum sectional forces:

According to A 161  
According to A 161  
Yes  
Use standard  
Yes  
Use characteristic values

### 1.1.8 Reinforced concrete pipe

Choice of input:  
Outer diameter:  
Inner diameter:  
Concrete quality:  
Longitudinal compressive strength according to:

Do - Di		
d <sub>a</sub>	3,000	mm
d <sub>i</sub>	2,500	mm
C50/60		
DWA-A 161:2014, corrected version of September 2020		

Steel according to standard:  
Proof of crack width:  
View completed crack pattern:  
Admissible crack width:  
Perform equivalent stress proof:  
Manual input of Max f<sub>R</sub>:  
Calculate load class:  
Load cycle number manual:  
Young's modulus ratio manually:  
Pipe length:  
Minimal outer diameter:  
Maximum inner diameter:  
Manual value for  $\Delta a_{cal}$ :

Yes		
Yes		
Yes		
w <sub>k</sub>	0.20	mm
Yes		
No		
No		
No		
L <sub>R</sub>	2.30	m
d <sub>a,min</sub>	2,902	mm
d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
No		

Type:  
External exposition class:  
Exposure class inside:  
Special measures:  
Distance of axial reinforcement according to standard:

Double layer  
XC2: wet, rarely dry  
XC2: wet, rarely dry  
No  
Yes

Order of inner reinforcement bars:  
Order of outer reinforcement bars:

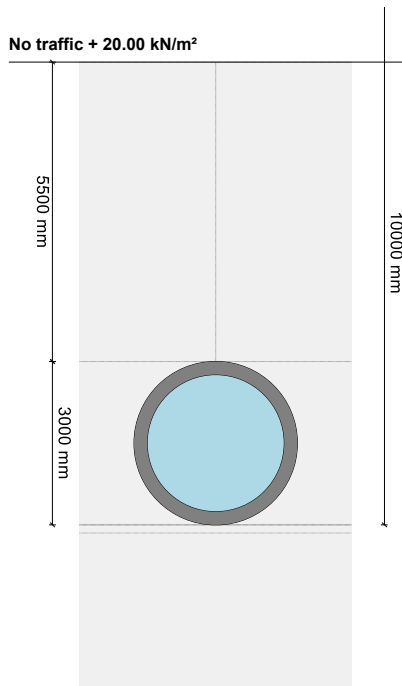
Axial bars within ring reinforcement  
Axial bars outside ring reinforcement

Diameter of internal ring reinforcement:  
Distance ring reinforcement internal:  
Diameter of external ring reinforcement:  
Distance ring reinforcement external:

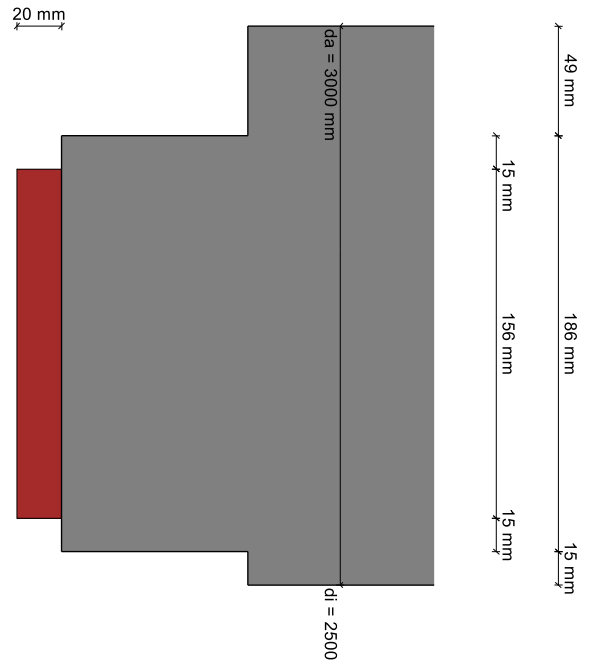
Ø <sub>rad,i</sub>	14	mm
e <sub>i</sub>	150	mm
Ø <sub>rad,e</sub>	14	mm
e <sub>e</sub>	150	mm

Diameter of internal axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,i}$	10	mm
Number of axial rods internal:	$n_{ax,i}$	40	[-]
Diameter of external axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,e}$	10	mm
Number of axial rods external:	$n_{ax,e}$	40	[-]
Nominal concrete cover inwards:	$C_{nom,i}$	40.0	mm
Nominal concrete cover outwards:	$C_{nom,e}$	40.0	mm
Define partial safety coefficients manually:	No		
Determine reinforcement quantity:	Do not determine		

1.1.8.1 System drawing



1.1.8.2 Front face with PTR





## 1.2 Results

### 1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)

Partial safety factor for non-static loads (traffic loads), radial:	Y <sub>Q</sub>	1.50	[-]
Partial safety coefficient for inner pressure (pressure pipes > 0,5 bar):	Y <sub>F,Pi</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor for static loads, radial:	Y <sub>F</sub>	1.35	[-]
Partial safety factor for loads, longitudinal:	Y <sub>F,ax</sub>	1.30	[-]

### 1.2.2 Intermediate results pipe

Inner diameter:	d <sub>i</sub>	2,500.0	mm
Outer diameter:	d <sub>a</sub>	3,000.0	mm
Mean radius:	r <sub>m</sub>	1,375.00	mm
Wall thickness:	s	250.00	mm
Ratio radius to wall thickness:	r <sub>m</sub> /s	5.500	[-]

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14a)}$$

Curve correction factor, internal:	α <sub>ki</sub>	1.061	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14b)}$$

Curve correction factor, external:	α <sub>ka</sub>	0.939	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

Local predeformation:	δ <sub>v,I</sub>	0.00	%
Predeformation (ovalisation before load):	δ <sub>v,A</sub>	0.00	%

Axially effected profile surface:	A <sub>ax</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Radial cross section:	A <sub>rad</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Distance of inertia:	e	125.00	mm
Moment of inertia:	I	1,302,0.33	mm <sup>4</sup> /mm
		83	
Outer moment of resistance:	W <sub>a</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Inner moment of resistance:	W <sub>i</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Surface ratio:	K <sub>Q</sub>	1.2	[-]

Minimum outer diameter:	d <sub>a,min</sub>	2,902	mm
Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	Δ <sub>a,cal</sub>	8.0	mm
Length of the single jacking pipe:	LR	2.30	m

#### 1.2.2.1 Material properties

Specific gravity:	Y <sub>R</sub>	25.0	kN/m <sup>3</sup>
Poissons ratio:	ν	0.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:	f <sub>ck,cyl</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube compressive strength:	f <sub>ck,cube</sub>	60.0	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{cm} = f_{ck,cyl} + 8$$

Compressive strength:	f <sub>cm</sub>	58.0	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	f <sub>ctm</sub>	4.1	N/mm <sup>2</sup>

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.30} \cdot 100 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 1,000$$

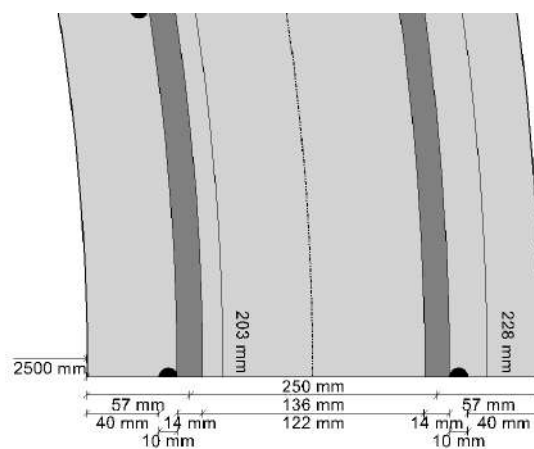
Average Young's modulus (secant modulus):	E <sub>cm</sub>	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>

### 1.2.2.2 Safety factors

The partial safety coefficient transverse to the pipe axis is set at 1.15 (instead of 1.1 or 1.13 according to DWA-A 161 Table 6) in accordance with DIN EN 1993-1-9 Table 3.1.

Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	Y <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Local safety coefficient for component friction lateral to pipe axis:	Y <sub>M,rad</sub>	1.50	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability:	Y <sub>M,stab</sub>	1.85	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability regarding the pipe deformation:	Y <sub>M,stab,red</sub>	1.45	[-]
Partial safety factor bearing capacity concrete:	Y <sub>RC</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:	Y <sub>RS</sub>	1.15	[-]

### 1.2.2.3 Reinforced concrete pipe



Profile height	h	crown 250.00	springline 250.00	invert 250.00	mm
$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$					
Lever inner ring reinforcement	Z <sub>i</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
$Z_e = \frac{h}{2} - c_{nom,e} - \varnothing_{ax,e} - \frac{\varnothing_{rad,e}}{2}$					
Lever outer ring reinforcement	Z <sub>e</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
$d_{iK} = \frac{h}{2} + Z_i$					
Static height inner reinforcement cage	d <sub>iK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
$d_{eK} = \frac{h}{2} + Z_e$					
Static height outer reinforcement cage	d <sub>eK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
N according to DIN V 1201:			n	15.0	[-]

$$z_{id} = \frac{z_i \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,i} - z_e \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,e}}{A_{id}}$$

$z_{id}$	0.0	0.0	0.0	mm
----------	-----	-----	-----	----

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{S,i} + n \cdot \text{vorh } a_{S,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$I_{id} = \frac{h^3}{12} + h \cdot z_{id}^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,i} \cdot [z_i - z_{id}]^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,e} \cdot [z_e + z_{id}]^2$$

Ideal moment of inertia	$I_{id}$	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	mm <sup>4</sup> /mm
-------------------------	----------	-----------------	-----------------	-----------------	---------------------

$$W_{id,a} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} + z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, outside	$W_{id,a}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
-------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

$$W_{id,i} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} - z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, inside	$W_{id,i}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm
--------------------------------	-------------	------	------	------	----

Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm
---------------------------------	-------------	------	------	------	----

### 1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete

#### 1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class

Minimal concrete quality, outwards: C16/20

Minimal concrete quality, inwards: C16/20

Concrete quality: C50/60

The minimum concrete quality is fulfilled.

#### 1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)

Concrete quality: C50/60

Minimum value for ratio wall thickness / radius:  
Inner diameter:  $\frac{\text{min. } t/r_m}{d_i}$  0.16 [-] mm

$$\text{min. } t = \frac{\text{min. } t/r_m}{2 - \text{min. } t/r_m} \cdot d_i$$

Calculated minimum wall thickness:  $\text{min. } t$  217.4 mm

The minimum wall thickness according to DIN V 1201:2004-08, 5.3.5.2 is fulfilled.

#### 1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)

Existing ring reinforcement inside:  $\text{vorh. } a_{sring,i}$  10.26 cm<sup>2</sup>/m

$$\text{min. } a_{s,i} = 0.004 \cdot \text{min. } t \quad \text{DIN V 1201 5.3.7}$$

Minimum ring reinforcement inside according to DIN V 1201, 5.3.7:  $\text{min. } a_{s,i}$  8.70 cm<sup>2</sup>/m

Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
min. a <sub>s,e</sub> = 0.003 · min. t				DIN V 1201 5.3.7
Minimum ring reinforcement outside according to DIN V 1201, 5.3.7:		min. a <sub>s,e</sub>	6.52	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. a <sub>s</sub>	crown	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum reinforcement	min. a <sub>s</sub>	springline	10.26	cm <sup>2</sup> /m
		invert	10.26	cm <sup>2</sup> /m
			8.70	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (minimum reinforcement DIN)	U min. a <sub>s</sub>	84.7	63.5	84.7 %

The minimum reinforcement according DIN V 1201:2004-08, 5.3.7 is in range.

#### 1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)

$$\text{vorh. } a_{\text{sring},i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{rad},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_i}$$

Existing ring reinforcement inside:		vorh. a <sub>sring,i</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
a <sub>s,e,60%i</sub> = 0.60 · vorh. a <sub>sring,i</sub>				
Minimum ring reinforcement outside (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e,60%i</sub>	6.16	cm <sup>2</sup> /m
Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum ring reinforcement outside, percentage (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e/i%</sub>	100.00	%

#### 1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)

Maximum target distance longitudinal reinforcement:		e <sub>L,max</sub>	333	mm
Number of axial rods internal:		n <sub>ax,i</sub>	40	[-]
Radius inside:		r <sub>i</sub>	1,295	mm
U <sub>Li,vor</sub> = 2 · r <sub>i</sub> · π				
Existing inner circumference axial reinforcement:		U <sub>Li,vor</sub>	8,137	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,i</sub>	203	mm
Existing axial reinforcement inner cage:		vorh a <sub>s,L,i</sub>	3.86	cm <sup>2</sup> /m
Number of axial rods external:		n <sub>ax,e</sub>	40	[-]
External radius at springline:		r <sub>e</sub>	1,455	mm
U <sub>Le,vor</sub> = 2 · r <sub>e</sub> · π				
Existing outer circumference axial reinforcement:		U <sub>Le,vor</sub>	9,142	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,e</sub>	229	mm

$$\text{vorh } a_{S,L,e} = \left[ \frac{\varnothing_{ax,e}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{L,vor,e}}$$

Existing axial reinforcement outer cage: vorh  $a_{S,L,e}$  3.44 cm<sup>2</sup>/m

The distance of axial reinforcement is sufficiently low.

### 1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)

A retention dimension of 10 mm is used (pipe according to DIN V 1201).

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

The required concrete cover outside was increased by 5 mm (jacking pipe).

		crown	springline	invert	
Required concrete cover outwards	erf. $C_{nom,e}$	30.0	30.0	30.0	mm
Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm

The external concrete cover is sufficient.

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

		25.0	25.0	25.0	mm
Required concrete cover inwards	erf. $C_{nom,i}$				
Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm

The internal concrete cover is sufficient.

### 1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces

$$\kappa_{min} = 1 + (0.5 - z_k/d_{a,min}) \geq 1 \quad (49)$$

Increasing coefficient for planned curves:

			Kmin	1.000	[-]
		crown	springline	invert	
		45·rm <sup>2</sup> ·kmin	-45·rm <sup>2</sup> ·kmin	45·rm <sup>2</sup> ·kmin	
		(47a)	(47b)	(47c)	
Design moment for minimum dimensioning	$M_{d,min}$	85.078	-85.078	85.078	kNm/m
		-135·rm·kmin	-270·rm·kmin	-135·rm·kmin	
		(48a)	(48b)	(48c)	
Design normal force for minimum dimensioning	$N_{d,min}$	-185.625	-371.250	-185.625	kN/m

#### Ring reinforcement

$$z_i = \frac{h}{2} - C_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$$

Lever inner ring reinforcement  $z_i$  68.0 68.0 68.0 mm

$$M_{Ed,s,min} = |M_{d,min}| - z_i \cdot N_{d,min}$$

Dimensioning moment  $M_{Ed,s,min}$  97.701 110.323 97.701 kNm/m

$$\mu_{Ed,s} = |M_{Ed,s,min}| / (d^2 \cdot f_{cd})$$

Normalized dimensioning moment  $\mu_{Ed,s}$  0.0926 0.1045 0.0926 [-]

Necessary mechanical level of reinforcement  $\omega_{min}$  0.0975 0.1108 0.0975 [-]

Static height  $d$  0.193 0.193 0.193 m

$$\sigma_{s,d,min} = f_{yd}$$

Calculation value of steel ultimate flexural  $\sigma_{s,d,min}$  434.78 434.78 434.78 N/mm<sup>2</sup>

$$a_{s,calc,min} = \frac{\omega_{min} \cdot 1 \cdot d \cdot f_{cd} + N_{d,min}}{\sigma_{s,d,min}}$$

Calculated required reinforcement	$a_{s,calc,min}$	7.99	5.40	7.99	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement	$U a_{s,calc,min}$	77.8	52.6	77.8	%

The chosen reinforcement is sufficient.

### Comparison stress

The minimum sectional forces (calculated according to DWA-A 161, section 7.3) will be divided by 1.35 for the verification of serviceability DWA-A 161, section 9.4.3.2

Assumed moment (char.)	$M_{k,min}$	crown 63.021	springline -63.021	invert 63.021	kNm/m
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm

$$\sigma_{M,E,min} = \frac{|M_{k,min}|}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E,min}$	5.4537	5.4537	5.4537	N/mm <sup>2</sup>
Assumed normal force (char.)	$N_{k,min}$	-137.500	-275.000	-137.500	kN/m

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{s,i} + n \cdot \text{vorh } a_{s,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$\sigma_{N,E,min} = \frac{N_{k,min}}{A_{id}}$$

Stress component from normal forces	$\sigma_{N,E,min}$	-0.4897	-0.9794	-0.4897	N/mm <sup>2</sup>
-------------------------------------	--------------------	---------	---------	---------	-------------------

$$\sigma_{bz,min} = \sigma_{M,E,min} + \sigma_{N,E,min}$$

Decisive tensile bending stress	$\sigma_{bz,min}$	4.9640	4.4743	4.9640	N/mm <sup>2</sup>
Stress ratio	$\sigma_{N,E,min}/\sigma_{M,E,min}$	-0.0898	-0.1796	-0.0898	[-]
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm
Constant according to the DIN V 1201, Picture 9	$f_{R,min}$	1.08	0.99	1.08	[-]

$$\sigma_{VR,min} = f_{R,min} \cdot \sigma_{bz,min}$$

Comparison stress of the pipe under cracking force in condition I	$\sigma_{VR,min}$	5.34	4.42	5.34	N/mm <sup>2</sup>
---	-------------------	------	------	------	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:			$\max \sigma_{VR}$	6.00	N/mm <sup>2</sup>
Utilisation equivalent pipe stress (minimum design)	$U \sigma_{VR,min}$	89.0	73.6	89.0	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.4 Intermediate results for the soil

Specific weight of soil:	$\gamma_B$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil:	$\gamma'_B$	11.0	kN/m <sup>3</sup>
Soil group around pipe:	G2		
Angle of inner friction around pipe:	$\phi'^2$	30.0	°
Basis value of modulus of deformation of soil:	$E_0$	30.00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficient for the compactness of the packing/consistency according A161 table 3/4:	$f_1$	0.40	[-]

Loosening coefficient caused by jacking according to A161, table 5.:	$f_2$	1.00	[-]
Angle of inner friction above pipe:	$\varphi'_1$	30.0	°
Stress exponent:	$z$	0.5	[-]
Remarks concerning silo theory:	$\kappa = 1$ as pipe jacking takes place below waterbodies.		
The consideration of concentration factor $\lambda F$ is necessary.:	Yes		
Concentration factor:	$\lambda$	1.000	[-]
Base value of earth pressure ratio below crown:	$K_{2,0}$	0.50	[-]
$K_{2,Bau} = K_{2,0} \cdot f_2 \leq K_{2,0} \leq 0.4$			(4)
Earth pressure ratio above pipe, construction state:	$K_{2,Bau}$	0.40	[-]
$K_{2,End} = K_{2,Bau} + 0.1 \leq K_{2,0} \leq 0.5$			(4)
Earth pressure ratio above pipe, operational state:	$K_{2,End}$	0.50	[-]
<b>1.2.5 Construction state</b>			
<u>1.2.5.1 Loads Construction state</u>			
$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0$			(5b)
Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	80.500	kN/m <sup>2</sup>
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	80.500	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,v} = q_0 + p_T$			(53)
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	100.625	kN/m <sup>2</sup>
Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be $\cos^2$ - or $\sin^2$ -shaped.:	Yes		
Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
$q_0 = \frac{3}{2 + K_2} \cdot q_{Ev}$			(26)
Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	100.625	kN/m <sup>2</sup>
$q_{0,h} = \left( q_0 + \frac{\gamma'_B \cdot d_a}{2} \right) \cdot K_2$			(34a)
Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	46.850	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,h} = q_{0,h} + p_{Th}$			(53)
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	46.850	kN/m <sup>2</sup>
Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.700	bar
Pipe stiffness:	$S_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Pipe stiffness:	$\bar{S}_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Scaling reference value:	$\sigma_{B,0}$	100.0	kN/m <sup>2</sup>
$f_3 = \left( \frac{p_{Ev}}{\sigma_{B,0}} \right)^z \geq 1$			(2)
Increase factor due to soil stress:	$f_3$	1.00	[-]

$$E_B = E_0 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad (1)$$

Modulus of deformation of soil:	$E_B$	12.00	N/mm <sup>2</sup>
Earth pressure ratio below crown:	$K_2$	0.40	[-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:	$S_{Bh}$	7.20	N/mm <sup>2</sup>
-----------------------	----------	------	-------------------

$$V_{RB} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

System stiffness:	$V_{RB}$	2.5933	[-]
The pipe soil system behaves flexible.:	No		

### 1.2.5.2 Section forces Construction state

Partial safety factor for static loads, radial:	$\gamma_F$	1.35	[-]
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]
Mean radius:	$r_m$	1,375.00	mm

Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.700	bar
Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	100.625	kN/m <sup>2</sup>
Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	46.850	kN/m <sup>2</sup>
Vertical soil stress due to traffic load:	$p_T$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Horizontal soil stress due to traffic load:	$p_{Th}$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	100.625	kN/m <sup>2</sup>
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	46.850	kN/m <sup>2</sup>

Moments:		crown	springline	invert	
	$m_{q_0}$	0.167	-0.167	0.167	[-]

$$M_{q_{0v,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_0} \cdot q_0 \cdot r_m^2 \quad (24)$$

Vertical load due to earth coverage	$M_{q_{0v,d}}$	42.891	-42.891	42.891	kNm/m
	$m_{pT}$	0.250	-0.250	0.250	[-]

$$M_{p_{Tv,d}} = \gamma_Q \cdot m_{pT} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load	$M_{p_{Tv,d}}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$m_{pTh}$	-0.250	0.250	-0.250	[-]

$$M_{p_{Th,d}} = \gamma_Q \cdot m_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2 \quad (31)$$

Horizontal load due to traffic	$M_{p_{Th,d}}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$m_{qh}$	-0.167	0.167	-0.167	[-]

$$M_{q_{h,d}} = \gamma_F \cdot m_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m^2 \quad (33)$$

Horizontal load due to earth coverage	$M_{q_{h,d}}$	-19.969	19.969	-19.969	kNm/m
	$m_g$	0.384	-0.437	0.706	[-]

$$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2 \quad (37)$$

Dead weight	$M_{g,d}$	6.126	-6.971	11.262	kNm/m
	$m_w$	0.192	-0.219	0.353	[-]

$$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3 \quad (39)$$

Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$	6.738	-7.686	12.388	kNm/m
	$m_a$	-0.192	0.219	-0.353	[-]

$$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3 \quad (41)$$

Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.991	5.693	-9.177	kNm/m
---	-----------	--------	-------	--------	-------



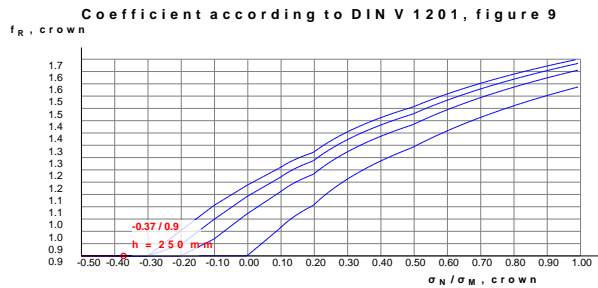
$M_{pw,d} = ((Y_F \cdot p_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right) \quad (43)$					
Water pressure	$M_{pw,d}$ $m_{qh}^*$	-0.362 -0.181	-0.362 0.208	-0.362 -0.181	kNm/m [-]
$M_{qEh^*,d} = Y_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2 \quad (45a)$					
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qTh^*,d} = Y_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2 \quad (45b)$					
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$					
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
Sum of moments	$\Sigma M_d$	30.432	-32.247	37.033	kNm/m
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	22.921	-22.921	22.921	kNm/m
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	7.510	-9.326	14.112	kNm/m
Normal forces:					
	$n_{qo}$	crown -0.333	springline -0.667	invert -0.333	[-]
$N_{q0v,d} = Y_F \cdot n_{qo} \cdot q_0 \cdot r_m \quad (25)$					
Vertical load due to earth coverage	$N_{q0v,d}$ $n_{pT}$	-62.199 0.000	-124.586 -1.000	-62.199 0.000	kN/m [-]
$N_{pTv,d} = Y_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m \quad (30)$					
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$ $n_{pTh}$	0.000 -1.000	0.000 0.000	0.000 -1.000	kN/m [-]
$N_{pTh,d} = Y_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m \quad (32)$					
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$ $n_{qh}$	0.000 -0.667	0.000 -0.333	0.000 -0.667	kN/m [-]
$N_{qh,d} = Y_F \cdot n_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m \quad (34)$					
Horizontal load due to earth coverage	$N_{qh,d}$ $n_g$	-58.006 0.250	-28.959 -1.571	-58.006 -1.428	kN/m [-]
$N_{g,d} = Y_F \cdot n_g \cdot Y_R \cdot s \cdot r_m \quad (38)$					
Dead weight	$N_{g,d}$ $n_w$	2.900 0.625	-18.226 0.215	-16.567 0.786	kN/m [-]
$N_{w,d} = Y_F \cdot n_w \cdot Y_W \cdot r_m^2 \quad (40)$					
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$ $m_a$	15.952 -0.625	5.488 -0.215	20.061 -0.786	kN/m [-]
$N_{a,d} = Y_{F,W} \cdot m_a \cdot Y_W \cdot r_m^2 \quad (42)$					
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.816	-4.065	-14.860	kN/m
$N_{pw,d} = (Y_F \cdot p_i \cdot r_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a) \quad (44)$					
Water pressure	$N_{pw,d}$	-105.000	-105.000	-105.000	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-218.169	-275.349	-236.571	kN/m

$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{q0v,d} + N_{pTv,d} + N_{qh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$					
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-120.205	-153.545	-120.205	kN/m
$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$					
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-97.964	-121.803	-116.366	kN/m
<b>1.2.5.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$					
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$					
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
Sum of moments	$M_E$	crown 21.154	springline -22.505	invert 24.959	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	30.432	-32.247	37.033	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-191.893	-232.238	-206.313	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-218.169	-275.349	-236.571	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
$z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$					
Lever inner ring reinforcement	$z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot z_{s1}$					
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	45.267	50.971	53.120	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
$\mu_{Ed,s} = \frac{ M_{Ed,s} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$					
Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0429	0.0483	0.0503	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0440	0.0497	0.0519	[-]
$\sigma_{s,d} = f_{yd}$					
Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$					
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	0.52	0.00	1.08	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	$U a_{s,calc}$	5.1	0.0	10.5	%

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

		crown	springline	invert	
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
$ \sigma_{M,E}  = \frac{M_E}{W_{id}}$					
Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	1.8306	1.9475	2.1599	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.6834	-0.8271	-0.7348	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$					
Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	1.1472	1.1204	1.4251	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.3733	-0.4247	-0.3402	[-]
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm



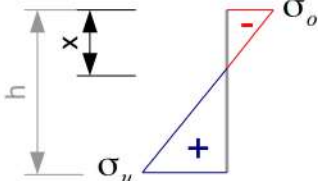
Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	0.90	0.90	0.90	[-]
$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$					
Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	1.03	1.01	1.28	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:			$f_{ctm}$	4.1	N/mm <sup>2</sup>
$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$					
Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:			$\max \sigma_{VR}$	6.00	N/mm <sup>2</sup>
$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$					
Utilisation equivalent pipe stress	$U \sigma_{VR}$	17.2	16.8	21.4	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

#### 1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:	$b$	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):	$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:	$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$			
Ratio of Young's moduli:	$\alpha_e$	5.37	[-]
$f_{ct,eff} = f_{ctm}$			
Effective tensile strength of concrete (without minimum):	$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>

Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
Relevant steel diameter	ds	14.00	14.00	14.00	mm
vorh $a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$					
Existing reinforcement internal cage	vorh $a_{S,i}$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$					
Static height inner reinforcement cage	$d_{iK}$	193.0	193.0	193.0	mm
$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$					
Distance to centroid state I	$z_{s1}$	68.00	68.00	68.00	mm
$z = 0.90 \cdot d_{iK}$					
Inner lever for crack width proof (~0.9d)	z	173.70	173.70	173.70	mm
$\sigma_o = N/A - M/W$ $\sigma_u = N/A + M/W$ $W = h^2/6$		$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$ $x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$			
Height of compression zone state I	x	172.25	178.75	168.05	mm
$d_1 = h - d_{iK}$					
Distance between axis and edge under tension	$d_1$	57.00	57.00	57.00	mm
$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$					
Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$					
Calculated height of the tension zone	$h_{Grenz}$	25.92	23.75	27.32	mm
DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from (h-x)/3 to (h-x)/2, since the reinforcement is located outside the effective range (h-x)/3 at at least one point in the cross-section.					
$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$					
Effective height of the impact area	$h_{C,ef}$	38.88	35.63	40.97	mm
$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$					
Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	388.77	356.26	409.74	cm <sup>2</sup>
Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 21.15	Springline -22.50	Bottom 24.96	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-191.89	-232.24	-206.31	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	34.20	38.30	38.99	kNm/m

$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	4.89	-11.46	17.68	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	26.40	28.81	25.05	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	4.67	-10.95	16.89	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	147.32	135.00	155.27	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	4.67	135.00	16.89	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	-0.33	-0.38	-0.28	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.01	-0.03	0.05	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.01	-0.03	0.05	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					
Calculated crack width, total load	vorh $w_k$	0.000	---	0.001	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	0.0	0.0	0.4	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

#### 1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

		Crown	Springline	Bottom	
Impacting moment	$M_{d,0}$	63.02	-63.02	63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m

$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					
Calculated crack width, minimum dimension	vorh $w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

## 1.2.6 Proof of admissibility of jacking force

### 1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,\text{min}}$	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	$\sigma_{LD}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,\text{ax}}$	1.35	[-]
Characteristical strength of pipe material.:	$f_k$	50.00	N/mm <sup>2</sup>

Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	$E_{R,ax}$	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	$f_d$	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	-------	-------	-------------------

### 1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	$R_{Plan}$	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	$L_R$	2.30	m

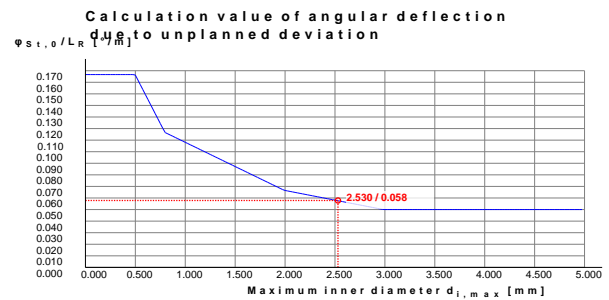
$$\varphi_R = \arctan\left(\frac{L_R}{R_{Plan}}\right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
---	-------------	-------	---

$\varphi_R$  was assumed as 0°, as for  $\varphi_R < 0,05^\circ$  the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
--	-------------	-------	---

Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
-------------------------	-------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St,0}/L_R$	0.058	°/m
---	----------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0}/L_R \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St}$	0.196	°
--	----------------	-------	---

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
-------------------	----	-------	----

Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
--	------------------	-----	----

Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm
-------------------------	-------------	-------	----

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan\left(\frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}}\right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
---	--------------------------	-------	---

Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
--	--------	------	-----

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}) ; \varphi_{St}; \varphi_{\Delta a,cal}] \quad (92)$$

Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°
---	-----------------	-------	---

### 1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

#### Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)

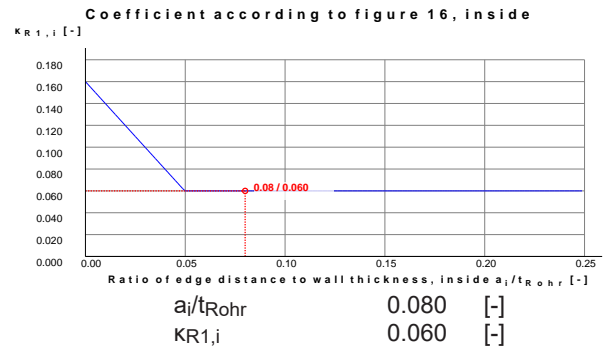
Flake board (P5, P7)			
Outer diameter of PTR:	$d_{a,DÜR}$	2,872.2	mm
Inner diameter of the PTR:	$d_{i,DÜR}$	2,559.8	mm
Outer edge distance of PTR:	$a_{a,DÜR}$	14.9	mm
Inner edge distance of PTR:	$a_{i,DÜR}$	14.9	mm

Width of PTR:  $t_{DÜR}$  156.2 mm  
Minimal wall thickness of pipe:  $t_{R,min}$  186.0 mm

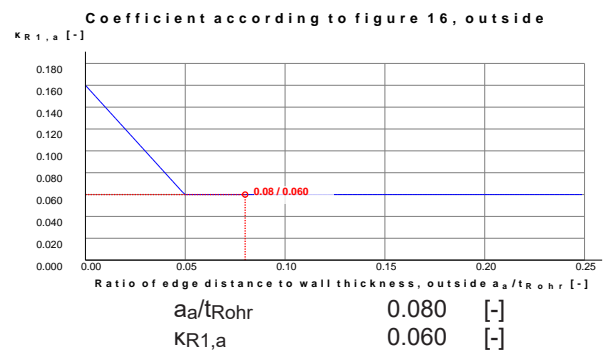
$$K_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

Ratio  $t_{DÜR}$  to  $t_{Rohr}$ :  $K_t$  1.190 [-]

Ratio of edge distance to wall thickness, inside:  
Coefficient according to figure 16, inside:



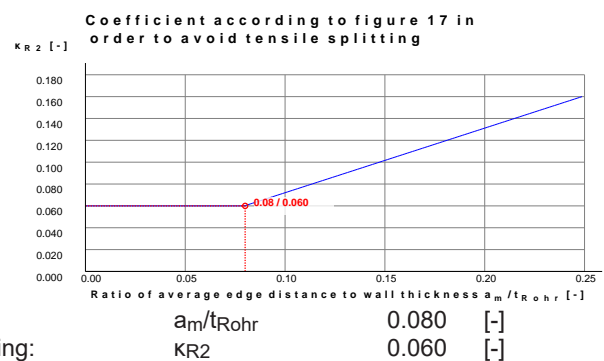
Ratio of edge distance to wall thickness, outside:  
Coefficient according to figure 16, outside:



$$K_{R1} = \max(K_{R1,i}, K_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:  $K_{R1}$  0.060 [-]

Ratio of average edge distance to wall thickness:  
Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:



$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:  $K_R$  0.060 [-]  
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:  $f_{tm}$  4.07 N/mm<sup>2</sup>

$$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R} \quad (98)$$

Coefficient for permissible compressive stress:  $\alpha_{D,T}$  1.000 [-]



$$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot K_t \cdot f_d \quad (97)$$

Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:  $\sigma_{cal}$  44.09 N/mm<sup>2</sup>

Estimated thrust force, control variable:  $F_j$  9,528 kN

$$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$$

Evenly distributed stress in the PTR:  $\sigma_{0DÜR}$  7.15 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_I = 2 \cdot \sigma_{0DÜR} \quad (107)$$

Relevant stress of preload:  $\sigma_I$  14.29 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_I / \sigma_{cal} = \frac{\sigma_I}{\sigma_{cal}}$$

Percentage of preload:  $\sigma_I / \sigma_{cal}$  32.4 %

#### 1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring

##### Layer 1

Flake board (P5, P7)

Layer thickness:  $s_d$  20.00 mm

$$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6(\sigma_I / \sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53 \cdot (\sigma_I / \sigma_{cal}) + 6108.7 \cdot (\sigma_I / \sigma_{cal})^2 - 14090 \cdot (\sigma_I / \sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130 \cdot (\sigma_I / \sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835) \quad (109)$$

Stiffness of the layer:  $E_{cal}$  588.62 N/mm<sup>2</sup>

$$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}} \quad (102 / 111)$$

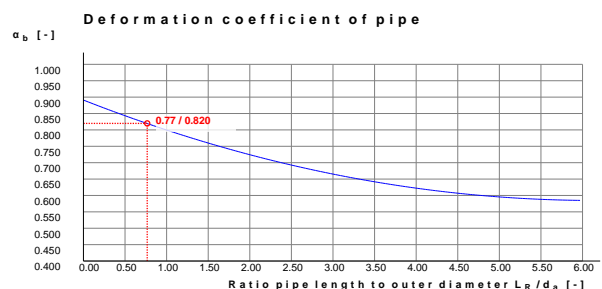
Deformation component of the layer:  $\Delta s_{DÜR,S}$  5.5 mm

#### 1.2.6.5 Deformation of pipe

$$\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot \frac{t_{DÜR}}{t_{R,min}} \quad (103b)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{cal} \cdot t_{DÜR}}{t_{R,min}}$$

Calculated compressive stress in pipe material:  $\sigma_{max}$  37.04 N/mm<sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$$L_R/d_a \quad 0.77 \quad [-]$$

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \quad (105)$$

Deformation coefficient of pipe:

$$\alpha_b \quad 0.820 \quad [-]$$

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \quad \& \quad \geq 0$$

Coefficient:

$$\alpha_\varphi \quad 0.000 \quad [-]$$

$$\kappa_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi) \quad (104)$$

Deformation factor of pipe:

$$\kappa_{ab} \quad 0.500 \quad [-]$$

$$\Delta S_R = \frac{\sigma_{\max} \cdot \kappa_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \quad (103a)$$

Deflection component of jacking pipe:

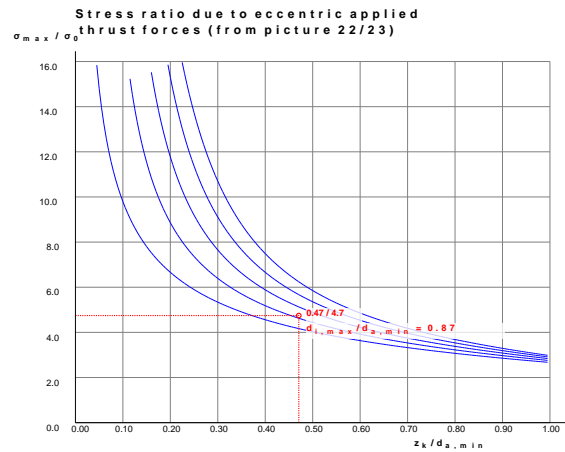
$$\Delta S_R \quad 1.1 \quad \text{mm}$$

**Result**

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta S_{DÜR} + \Delta S_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \quad (101)$$

Joint gap dimension:

$$z_k/d_{a,min} \quad 0.47 \quad [-]$$



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$$\sigma_{\max} / \sigma_0 \quad 4.75 \quad [-]$$

$$A_R = \frac{(d_{a,min}^2 - d_{i,max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:

$$A_R \quad 15,870.572 \quad \text{cm}^2$$

Partial safety factor for loads, longitudinal:

$$\gamma_{F,ax} \quad 1.30 \quad [-]$$

$$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}} \quad (113)$$

Permissible thrust force:

$$F_j \quad 9,528 \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{\max} / \sigma_0 \quad (113)$$

Axial stress, Design value acting in the spigot end:

$\sigma_{x,d}$  -37.04 N/mm<sup>2</sup>

$$A_{R,0} = \frac{\left( \left[ d_i + 2 \cdot A_{ax} \right]^2 - d_i^2 \right) \cdot \pi}{4}$$

Area for axial pressure beyond coupling zone:

$A_{R,0}$  21,598.45 cm<sup>2</sup>

$$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0$$

(113)

Axial stress in the pipe. Design value:

$\sigma_{x,d,0}$  -27.21 N/mm<sup>2</sup>

### 1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft

The equivalent stress proof is not required for rigid pipes.

## 1.2.7 Operating state

### 1.2.7.1 Loads Operating state

$$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0$$

(5b)

Vertical soil stress at crown level:

$p_{Ev}$  80.500 kN/m<sup>2</sup>

Effective vertical stress at pipe crown level:

$q_{Ev}$  80.500 kN/m<sup>2</sup>

$$q_{Ges,v} = p_{Ev} + p_T$$

(53)

Total vertical soil stresses at pipe crown level:

$q_{Ges,v}$  80.500 kN/m<sup>2</sup>

Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be cos<sup>2</sup>- or sin<sup>2</sup>-shaped.:

No

Ground water level in the upper half of the pipe:

$h_{GW,oRh}$  3.000 m

$$q_{Eh} = \left( p_{Ev} + \gamma_B \cdot (d_a - h_{GW,oRh}) + \gamma'_B \cdot \left( h_{GW,oRh} - \frac{d_a}{2} \right) \right) \cdot K_2$$

Horizontal soil stress at pipe:

$q_{Eh}$  48.50 kN/m<sup>2</sup>

$$q_{Ges,h} = q_{Eh} + p_{Th}$$

(53)

Total horizontal soil stresses at pipe:

$q_{Ges,h}$  48.500 kN/m<sup>2</sup>

Inner gauge pressure:

$p_i$  0.000 bar

Outer gauge pressure above pipe crown:

$p_{a,Sc}$  0.700 bar

Pipe stiffness:

$S_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Pipe stiffness:

$\bar{S}_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Scaling reference value:

$\sigma_{B,0}$  100.0 kN/m<sup>2</sup>

$$f_3 = \left( \frac{p_{Ev}}{\sigma_{B,0}} \right)^z \geq 1$$

(2)

Increase factor due to soil stress:

$f_3$  1.00 [-]

$$E_B = E_0 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3$$

(1)

Modulus of deformation of soil:

$E_B$  12.00 N/mm<sup>2</sup>

Earth pressure ratio below crown:

$K_2$  0.50 [-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B$$

(18)

Stiffness of bedding:	$S_{Bh}$	7.20	N/mm <sup>2</sup>		
$V_{RB,LK} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}}$				(14)	
System stiffness: The pipe soil system behaves flexible.:	$V_{RB}$ No	2.5933	[-]		
<u>1.2.7.2 Section forces Operating state</u>					
Partial safety factor for static loads, radial:	$\gamma_F$	1.35	[-]		
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]		
Mean radius:	$r_m$	1,375.00	mm		
Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar		
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.700	bar		
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	80.500	kN/m <sup>2</sup>		
Horizontal soil stress at pipe:	$q_{Eh}$	48.50	kN/m <sup>2</sup>		
Vertical soil stress due to traffic load:	$p_T$	0.00	kN/m <sup>2</sup>		
Horizontal soil stress due to traffic load:	$p_{Th}$	0.00	kN/m <sup>2</sup>		
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	80.500	kN/m <sup>2</sup>		
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	48.500	kN/m <sup>2</sup>		
Moments:					
	$m_{pEv}$	crown 0.250	springline -0.250	invert 0.250	[-]
$M_{pEv,d} = \gamma_F \cdot m_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2$					(27)
Vertical load due to earth coverage	$M_{pEv,d}$ $m_{pT}$	51.366 0.250	-51.366 -0.250	51.366 0.250	kNm/m [-]
$M_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot m_{pT} \cdot p_T \cdot r_m^2$					(29)
Vertical load due to traffic load	$M_{pTv,d}$ $m_{pTh}$	0.000 -0.250	0.000 0.250	0.000 -0.250	kNm/m [-]
$M_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot m_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2$					(31)
Horizontal load due to traffic	$M_{pTh,d}$ $m_{pEh}$	0.000 -0.250	0.000 0.250	0.000 -0.250	kNm/m [-]
$M_{pEh,d} = \gamma_F \cdot m_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$					(35)
Horizontal load due to earth coverage	$M_{pEh,d}$ $m_g$	-30.947 0.384	30.947 -0.437	-30.947 0.706	kNm/m [-]
$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$					(37)
Dead weight	$M_{g,d}$ $m_w$	6.126 0.192	-6.971 -0.219	11.262 0.353	kNm/m [-]
$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$					(39)
Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$ $m_a$	6.738 -0.192	-7.686 0.219	12.388 -0.353	kNm/m [-]
$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$					(41)
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.991	5.693	-9.177	kNm/m
$M_{pw,d} = ((\gamma_F \cdot p_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$					(43)
Water pressure	$M_{pw,d}$ $m_{qh}^*$	-0.362 -0.181	-0.362 0.208	-0.362 -0.181	kNm/m [-]
$M_{qEh^*,d} = \gamma_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$					(45a)

Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$M_{qTh^*,d} = \gamma_Q \cdot m_{qh^*} \cdot q_{Th^*} \cdot r_m^2$				(45b)
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$				
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
Sum of moments	$\Sigma M_d$	27.929	-29.745	34.531	kNm/m
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	20.419	-20.419	20.419	kNm/m
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	7.510	-9.326	14.112	kNm/m
Normal forces:					
	$n_{pEv}$	crown 0.000	springline -1.000	invert 0.000	[-]
	$N_{pEv,d} = \gamma_F \cdot n_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m$				(28)
Vertical load due to earth coverage	$N_{pEv,d}$	0.000	-149.428	0.000	kN/m
	$n_{pT}$	0.000	-1.000	0.000	[-]
	$N_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m$				(30)
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pTh}$	-1.000	0.000	-1.000	[-]
	$N_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m$				(32)
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pEh}$	-1.000	0.000	-1.000	[-]
	$N_{pEh,d} = \gamma_F \cdot n_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m$				(36)
Horizontal load due to earth coverage	$N_{pEh,d}$	-90.028	0.000	-90.028	kN/m
	$n_g$	0.250	-1.571	-1.428	[-]
	$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$				(38)
Dead weight	$N_{g,d}$	2.900	-18.226	-16.567	kN/m
	$n_w$	0.625	0.215	0.786	[-]
	$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$				(40)
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.952	5.488	20.061	kN/m
	$m_a$	-0.625	-0.215	-0.786	[-]
	$N_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$				(42)
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.816	-4.065	-14.860	kN/m
	$N_{pw,d} = (\gamma_F \cdot p_i \cdot r_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$				(44)
Water pressure	$N_{pw,d}$	-105.000	-105.000	-105.000	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-187.992	-271.231	-206.394	kN/m
	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{pEv,d} + N_{pTv,d} + N_{pEh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$				
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-90.028	-149.428	-90.028	kN/m
	$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$				
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-97.964	-121.803	-116.366	kN/m

### 1.2.7.3 Design of ring reinforcement

Partial safety factor bearing capacity concrete:	YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:	YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:	$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$$

Design value concrete:	$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:	$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$$

Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
		crown	springline	invert	
Sum of moments	$M_E$	19.300	-20.651	23.105	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	27.929	-29.745	34.531	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-169.539	-229.188	-183.959	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-187.992	-271.231	-206.394	kN/m

Design:		crown	springline	invert	
	$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	$Z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
	$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot Z_{s1}$				
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	40.713	48.188	48.565	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m

$$\mu_{Ed,s} = \frac{|M_{Ed,s}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0386	0.0457	0.0460	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0395	0.0469	0.0473	[-]

$$\sigma_{s,d} = f_{yd}$$

Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
---	----------------	--------	--------	--------	-------------------

$$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$$

Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	0.65	0.00	1.20	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	$U a_{s,calc}$	6.3	0.0	11.7	%

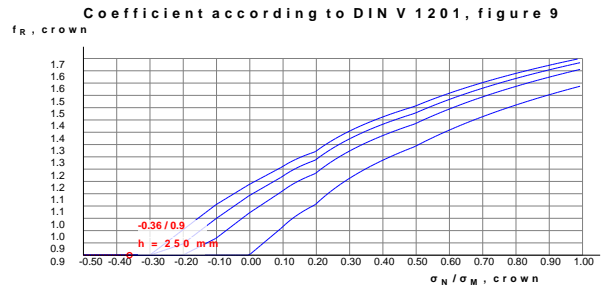
The chosen reinforcement is sufficient.

### 1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	crown 11,555.56	springline 11,555.56	invert 11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
--	----------	--------------------	-------------------------	---------------------	---------------------

$$|\sigma_{M,E}| = \frac{M_E}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	1.6702	1.7871	1.9995	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.6038	-0.8162	-0.6552	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$					
Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	1.0664	0.9709	1.3443	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.3615	-0.4567	-0.3277	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	0.90	0.90	0.90	[-]
$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$					
Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	0.96	0.87	1.21	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$			4.1	N/mm <sup>2</sup>
$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$					
Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:	$\max \sigma_{VR}$			6.00	N/mm <sup>2</sup>
$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$					
Utilisation equivalent pipe stress	$U \sigma_{VR}$	16.0	14.6	20.2	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:	b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):	$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:	$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Ratio of Young's moduli:	$\alpha_e$	5.37	[-]
--------------------------	------------	------	-----

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

Effective tensile strength of concrete (without minimum):	$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Profile height	h	250.00	mm
Relevant steel diameter	$d_s$	14.00	mm

$$\text{vorh } a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{\text{Ring},i} \cdot \varnothing_{\text{rad},i}^2$$

Existing reinforcement internal cage	$\text{vorh } a_{S,i}$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
--------------------------------------	------------------------	-------	-------	-------	--------------------

$$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$$

Static height inner reinforcement cage	$d_{iK}$	193.0	193.0	193.0	mm
--	----------	-------	-------	-------	----

$$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$$

Distance to centroid state I	$z_{s1}$	68.00	68.00	68.00	mm
------------------------------	----------	-------	-------	-------	----

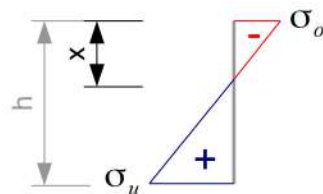
$$z = 0.90 \cdot d_{iK}$$

Inner lever for crack width proof (~0.9d)	$z$	173.70	173.70	173.70	mm
---	-----	--------	--------	--------	----

$$\sigma_o = N/A - M/W$$

$$\sigma_u = N/A + M/W$$

$$W = h^2/6$$



$$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$$

$$x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$$

Height of compression zone state I	$x$	170.75	182.80	166.47	mm
------------------------------------	-----	--------	--------	--------	----

$$d_1 = h - d_{iK}$$

Distance between axis and edge under tension	$d_1$	57.00	57.00	57.00	mm
--	-------	-------	-------	-------	----

$$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$$

Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
------------------------------------	---------------	--------	--------	--------	----

$$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$$

Calculated height of the tension zone	$h_{Grenz}$	26.42	22.40	27.84	mm
---------------------------------------	-------------	-------	-------	-------	----

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from  $(h-x)/3$  to  $(h-x)/2$ , since the reinforcement is located outside the effective range  $(h-x)/3$  at at least one point in the cross-section.

$$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$$

Effective height of the impact area	$h_{C,ef}$	39.62	33.60	41.77	mm
-------------------------------------	------------	-------	-------	-------	----

$$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$$

Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	396.24	335.98	417.66	cm <sup>2</sup>
----------------------------------	-------------	--------	--------	--------	-----------------

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 19.30	Springline -20.65	Bottom 23.11	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-169.54	-229.19	-183.96	kN/m

$$M_{Eds} = |M_{d,0}| - N_{d,0} \cdot z_{s1}$$

Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	30.83	36.24	35.61	kNm/m
-----------------------------------	-----------	-------	-------	-------	-------

$$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$$

Steel stress	$\sigma_S$	7.74	-20.05	20.54	N/mm <sup>2</sup>
--------------	------------	------	--------	-------	-------------------



$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					EN 1992-1-1 (7.10)
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	25.90	30.54	24.57	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					DIN 1045-1 (137-b)
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	7.39	-19.15	19.61	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					DIN 1045-1 (137-a)
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	150.15	127.32	158.27	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					DIN 1045-1 (137+)
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	7.39	127.32	19.61	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_S}$					EN 1992-1-1 (7.9-a)
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	-0.32	-0.41	-0.27	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_S}$					EN 1992-1-1 (7.9-b)
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.02	-0.06	0.06	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					EN 1992-1-1 (7.9)
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.02	-0.06	0.06	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					EN 1992-1-1 (7.8)
Calculated crack width, total load	vorh $w_k$	0.000	---	0.001	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	0.1	0.0	0.6	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

#### 1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 63.02	Springline -63.02	Bottom 63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>

$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					EN 1992-1-1 (7.10)
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					DIN 1045-1 (137-b)
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					DIN 1045-1 (137-a)
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					DIN 1045-1 (137+)
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-a)
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-b)
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					EN 1992-1-1 (7.9)
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					EN 1992-1-1 (7.8)
Calculated crack width, minimum dimension The cross-section is completely suppressed in partial areas.	vorh $w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

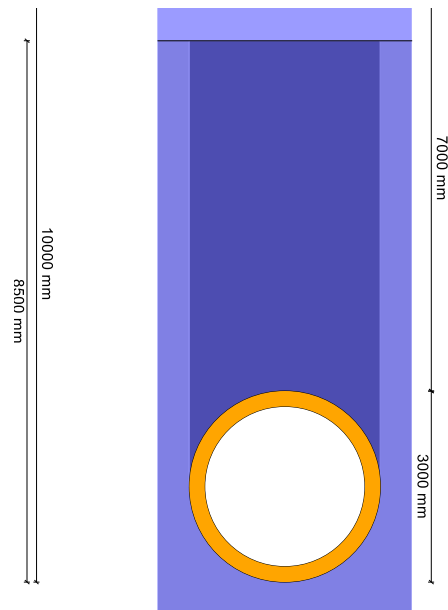
Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

### 1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading

The fatigue proof with not predominantly static loading is not desired in this case.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)

The uplift proof uses the real ground water level  $h_{W,\text{max}}$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h'_{\text{min}}$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:	YQ	1.05	[-]
Soil:	Y <sub>u</sub>	0.95	[-]
Load factor dead weight:	YG	0.95	[-]
Outer radius:	r <sub>a</sub>	1,500.0	mm
$V = r_a^2 \cdot \pi$			
$V = V_A$			
Displaced volume:	V	7.07	m <sup>3</sup> /m
$Q_r = V \cdot \gamma_w$			
Lifting force:	Q <sub>r</sub>	70.69	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	Q <sub>r,d</sub>	74.22	kN/m
Buoyant weight of soil in uplift proof:	Y <sub>B',A</sub>	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Weight of soil in uplift proof:	Y <sub>B,A</sub>	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Cover height:	h	5.5	m
Groundwater level above pipe invert:	h <sub>GW</sub>	10.0	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	h <sub>n</sub>	5.50	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot Y_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot Y_{B,A} ) \cdot D_a$			
Soil:	Q <sub>r1</sub>	165.00	kN/m
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot \gamma_u$			
Building ground, design:	Q <sub>r1,d</sub>	156.75	kN/m
$A_{FZ} = \frac{[ 2 \cdot r_a ]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$			
Area Angle triangle, dry:	A <sub>FZ</sub>	0.00	m <sup>2</sup>

$$A_{FZ'} = \frac{[2 \cdot r_a]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$$

Surface Angle triangle, wet:	$A_{FZ'}$	0.97	m <sup>2</sup>
$F_Z = A_{FZ'} \cdot \gamma_{B',A}$			
Force from load angle triangle:	$F_Z$	9.66	kN/m
$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$			
Force from load angle triangle, design:	$F_{Z,d}$	9.17	kN/m
Inner radius:	$r_i$	1,250.0	mm
Radial cross section:	$A_{rad}$	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Specific gravity:	$\gamma_R$	25.0	kN/m <sup>3</sup>
$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ([r_i + A_{rad}]^2 - r_i^2)$			
Deadweight:	$G_m$	54.00	kN/m
$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$			
Dead load, design:	$G_{m,d}$	51.30	kN/m
$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$			
Counterforces, design:	$Q_{g,d}$	217.22	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$			
Utilisation buoyancy:	$U$	34.2	%

The uplift proof is fulfilled.

All necessary proofs are ok.

## Structural analysis

Project: Peschiera

Description: Attraversamento Turano Basse coperture

Date: 28/02/2023

## Content

<b>1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition</b>	<b>4</b>
1.1 Input	4
1.1.1 Jacking method	4
1.1.2 Routing and jacking force	4
1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)	4
1.1.4 Soil mechanical values	4
1.1.5 Soil	4
1.1.6 Loadings	5
1.1.7 Calculation options	5
1.1.8 Reinforced concrete pipe	5
1.1.8.1 System drawing	6
1.1.8.2 Front face with PTR	7
1.2 Results	8
1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)	8
1.2.2 Intermediate results pipe	8
1.2.2.1 Material properties	8
1.2.2.2 Safety factors	8
1.2.2.3 Reinforced concrete pipe	9
1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete	10
1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class	10
1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)	10
1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)	10
1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)	11
1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)	11
1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)	12
1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces	12
1.2.4 Intermediate results for the soil	13
1.2.5 Construction state	14
1.2.5.1 Loads Construction state	14
1.2.5.2 Section forces Construction state	15
1.2.5.3 Design of ring reinforcement	17
1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	17
1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	18
1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	20
1.2.6 Proof of admissibility of jacking force	21
1.2.6.1 Pipe	21
1.2.6.2 Angular deviation	22
1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring	22
1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring	24
1.2.6.5 Deformation of pipe	24
1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft	26
1.2.7 Operating state	26
1.2.7.1 Loads Operating state	26
1.2.7.2 Section forces Operating state	27
1.2.7.3 Design of ring reinforcement	29

1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	29
1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	30
1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	32
1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading	33
1.2.9 Uplift proof (buoyancy)	33

## 1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition

The calculation module takes into account the following corrections of the worksheet DWA-A 161: DWA-A 161 04/2017, DWA-A 161 10/2017, TM 4-2019 DB Netz AG, DWA-A 161 10/2020, DWA-A 127-10:2020-10, DWA-A 161 03/2021

Permissible thrust force:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
Kind of calculation:	Reinforced concrete		
States to be calculated:	Construction and operational state		
Add sketch to print:	Yes		
Print minimum sectional forces in operating state:	Yes		

### 1.1 Input

#### 1.1.1 Jacking method

Method:	Microtunneling and manned methods		
Complete and permanent grouting of the annular gap:	No		
Using of proppant or lubricant:	No		
Annular gap:	Shield with fluid or slurry, and continuous annular gap support starting from shield		

#### 1.1.2 Routing and jacking force

Jacking route:	Straight line		
Calculation of the unplanned deviations from the nominal axis (straight track):	Without pilot jacking		
Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
Specification of jacking force:	No		
Free input of safety coefficient for the longitudinal direction:	No		
Monitored installation:	No		

#### 1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)

Kind of thrust transfer:	With pressure transfer ring		
Type of dimensioning:	Pre-dimensioning		
Number of layers in PTR:	One layer		
Diameter of PTR:	Optimal dimensions		
Layer thickness:	s <sub>D1</sub>	20.00	mm
Calculation of Ecal:	Calculation via material from standard		
Material:	Flake board (P5, P7)		

#### 1.1.4 Soil mechanical values

Soil conditions:	Granular soil		
Soil group around pipe:	G2		
Different soil group above pipe:	No		
Bedding angle (granular soil):	2 $\alpha$ = 180° (standard case)		
Manual definition inner friction of soil:	No		
Manual entering of specific weight of soil:	No		

#### 1.1.5 Soil

Manual specification of modulus of deformation of soil:	No		
Application of silo theory:	Automatic		
Manual specification of $\kappa$ and $\kappa_0$ :	No		



Manual specification of K1,  $\delta$  and c:  
Compactness of the packing around pipe:  
Taking concentration factor  $\lambda F$  in account:

No  
Dense  
No

### 1.1.6 Loadings

Cover height:  
Additional surface load:  
Partial safety factor for outer water pressure:  
Groundwater level above pipe invert:  
Verification buoyancy:  
Weight of soil in uplift proof:  
Buoyant weight of soil in uplift proof:  
Inner pressure (construction state):  
Inner pressure (operational state):  
Pipe is filled with liquid during jacking:  
Pipe is filled with liquid during operation:  
Specific weight of medium:  
Traffic load:  
Manual definition reduction ratio for dynamic load:

h	5.0	m
$P_0$	20.00	kN/m <sup>2</sup>
$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]
h <sub>GW</sub>	9.5	m
Yes		
$\gamma_{B,A}$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{B',A}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
$P_{I,C}$	0.0	bar
$P_{I,O}$	0.0	bar
Yes		
Yes		
$\gamma_{WF}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
No traffic		
No		

### 1.1.7 Calculation options

Buckling proof:  
Deformation proof:  
Admissible deflection according A161:  
Dynamic proof:  
Minimum sectional forces according standard:  
Comparison stress minimum sectional forces:

According to A 161  
According to A 161  
Yes  
Use standard  
Yes  
Use characteristic values

### 1.1.8 Reinforced concrete pipe

Choice of input:  
Outer diameter:  
Inner diameter:  
Concrete quality:  
Longitudinal compressive strength according to:

Do - Di		
$d_a$	3,000	mm
$d_i$	2,500	mm
C50/60		
DWA-A 161:2014, corrected version of September 2020		

Steel according to standard:  
Proof of crack width:  
View completed crack pattern:  
Admissible crack width:  
Perform equivalent stress proof:  
Manual input of Max f<sub>R</sub>:  
Calculate load class:  
Load cycle number manual:  
Young's modulus ratio manually:  
Pipe length:  
Minimal outer diameter:  
Maximum inner diameter:  
Manual value for  $\Delta a_{cal}$ :

Yes		
Yes		
Yes		
$w_k$	0.20	mm
Yes		
No		
No		
No		
$L_R$	2.30	m
$d_{a,min}$	2,902	mm
$d_{i,max}$	2,530	mm
No		

Type:  
External exposition class:  
Exposure class inside:  
Special measures:  
Distance of axial reinforcement according to standard:

Double layer  
XC2: wet, rarely dry  
XC2: wet, rarely dry  
No  
Yes

Order of inner reinforcement bars:  
Order of outer reinforcement bars:

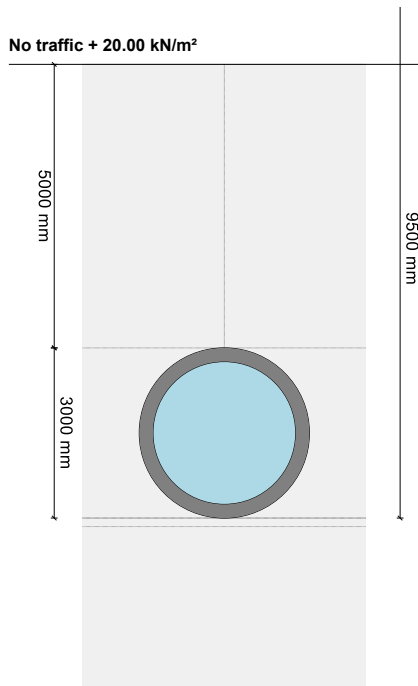
Axial bars within ring reinforcement  
Axial bars outside ring reinforcement

Diameter of internal ring reinforcement:  
Distance ring reinforcement internal:  
Diameter of external ring reinforcement:  
Distance ring reinforcement external:

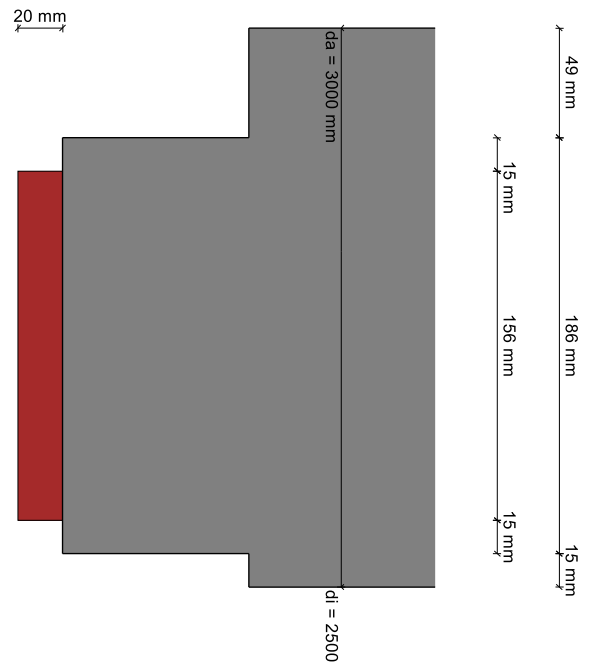
$\varnothing_{rad,i}$	14	mm
$e_i$	150	mm
$\varnothing_{rad,e}$	14	mm
$e_e$	150	mm

Diameter of internal axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,i}$	10	mm
Number of axial rods internal:	$n_{ax,i}$	40	[-]
Diameter of external axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,e}$	10	mm
Number of axial rods external:	$n_{ax,e}$	40	[-]
Nominal concrete cover inwards:	$C_{nom,i}$	40.0	mm
Nominal concrete cover outwards:	$C_{nom,e}$	40.0	mm
Define partial safety coefficients manually:	No		
Determine reinforcement quantity:	Do not determine		

1.1.8.1 System drawing



1.1.8.2 Front face with PTR



## 1.2 Results

### 1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)

Partial safety factor for non-static loads (traffic loads), radial:	Y <sub>Q</sub>	1.50	[-]
Partial safety coefficient for inner pressure (pressure pipes > 0,5 bar):	Y <sub>F,Pi</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor for static loads, radial:	Y <sub>F</sub>	1.35	[-]
Partial safety factor for loads, longitudinal:	Y <sub>F,ax</sub>	1.30	[-]

### 1.2.2 Intermediate results pipe

Inner diameter:	d <sub>i</sub>	2,500.0	mm
Outer diameter:	d <sub>a</sub>	3,000.0	mm
Mean radius:	r <sub>m</sub>	1,375.00	mm
Wall thickness:	s	250.00	mm
Ratio radius to wall thickness:	r <sub>m/s</sub>	5.500	[-]

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14a)}$$

Curve correction factor, internal:	α <sub>ki</sub>	1.061	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14b)}$$

Curve correction factor, external:	α <sub>ka</sub>	0.939	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

Local predeformation:	δ <sub>v,I</sub>	0.00	%
Predeformation (ovalisation before load):	δ <sub>v,A</sub>	0.00	%

Axially effected profile surface:	A <sub>ax</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Radial cross section:	A <sub>rad</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Distance of inertia:	e	125.00	mm
Moment of inertia:	I	1,302,0.33	mm <sup>4</sup> /mm
		83	
Outer moment of resistance:	W <sub>a</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Inner moment of resistance:	W <sub>i</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Surface ratio:	K <sub>Q</sub>	1.2	[-]

Minimum outer diameter:	d <sub>a,min</sub>	2,902	mm
Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	Δ <sub>a,cal</sub>	8.0	mm
Length of the single jacking pipe:	LR	2.30	m

#### 1.2.2.1 Material properties

Specific gravity:	Y <sub>R</sub>	25.0	kN/m <sup>3</sup>
Poissons ratio:	ν	0.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:	f <sub>ck,cyl</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube compressive strength:	f <sub>ck,cube</sub>	60.0	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{cm} = f_{ck,cyl} + 8$$

Compressive strength:	f <sub>cm</sub>	58.0	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	f <sub>ctm</sub>	4.1	N/mm <sup>2</sup>

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.30} \cdot 100 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 1,000$$

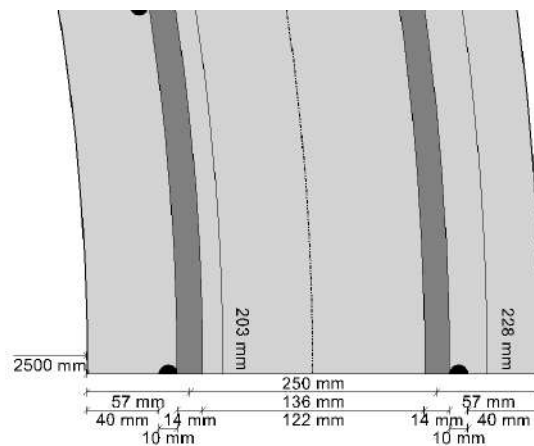
Average Young's modulus (secant modulus):	E <sub>cm</sub>	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>

### 1.2.2.2 Safety factors

The partial safety coefficient transverse to the pipe axis is set at 1.15 (instead of 1.1 or 1.13 according to DWA-A 161 Table 6) in accordance with DIN EN 1993-1-9 Table 3.1.

Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	Y <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Local safety coefficient for component friction lateral to pipe axis:	Y <sub>M,rad</sub>	1.50	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability:	Y <sub>M,stab</sub>	1.85	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability regarding the pipe deformation:	Y <sub>M,stab,red</sub>	1.45	[-]
Partial safety factor bearing capacity concrete:	Y <sub>RC</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:	Y <sub>RS</sub>	1.15	[-]

### 1.2.2.3 Reinforced concrete pipe



		crown	springline	invert	
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
	$z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	z <sub>i</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$z_e = \frac{h}{2} - c_{nom,e} - \varnothing_{ax,e} - \frac{\varnothing_{rad,e}}{2}$				
Lever outer ring reinforcement	z <sub>e</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$				
Static height inner reinforcement cage	d <sub>iK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
	$d_{eK} = \frac{h}{2} + z_e$				
Static height outer reinforcement cage	d <sub>eK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
N according to DIN V 1201:			n	15.0	[-]

$$Z_{id} = \frac{z_i \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,i} - z_e \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,e}}{A_{id}}$$

$Z_{id}$	0.0	0.0	0.0	mm
----------	-----	-----	-----	----

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{S,i} + n \cdot \text{vorh } a_{S,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$I_{id} = \frac{h^3}{12} + h \cdot z_{id}^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,i} \cdot [z_i - z_{id}]^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,e} \cdot [z_e + z_{id}]^2$$

Ideal moment of inertia	$I_{id}$	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	mm <sup>4</sup> /mm
-------------------------	----------	-----------------	-----------------	-----------------	---------------------

$$W_{id,a} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} + z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, outside	$W_{id,a}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
-------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

$$W_{id,i} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} - z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, inside	$W_{id,i}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm
--------------------------------	-------------	------	------	------	----

Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm
---------------------------------	-------------	------	------	------	----

### 1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete

#### 1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class

Minimal concrete quality, outwards: C16/20

Minimal concrete quality, inwards: C16/20

Concrete quality: C50/60

The minimum concrete quality is fulfilled.

#### 1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)

Concrete quality: C50/60

Minimum value for ratio wall thickness / radius: 0.16 [-]  
Inner diameter:  $d_i$  2,500.0 mm

$$\text{min. } t = \frac{\text{min. } t/r_m}{2 - \text{min. } t/r_m} \cdot d_i$$

Calculated minimum wall thickness: min. t 217.4 mm

The minimum wall thickness according to DIN V 1201:2004-08, 5.3.5.2 is fulfilled.

#### 1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)

Existing ring reinforcement inside: vorh.  $a_{sring,i}$  10.26 cm<sup>2</sup>/m

$$\text{min. } a_{s,i} = 0.004 \cdot \text{min. } t \quad \text{DIN V 1201 5.3.7}$$

Minimum ring reinforcement inside according to DIN V 1201, 5.3.7: min.  $a_{s,i}$  8.70 cm<sup>2</sup>/m

Existing ring reinforcement outside:	vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
min. a <sub>s,e</sub> = 0.003 · min. t			DIN V 1201 5.3.7
Minimum ring reinforcement outside according to DIN V 1201, 5.3.7:	min. a <sub>s,e</sub>	6.52	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. a <sub>s</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum reinforcement	min. a <sub>s</sub>	8.70	cm <sup>2</sup> /m
		10.26	cm <sup>2</sup> /m
		6.52	cm <sup>2</sup> /m
		10.26	cm <sup>2</sup> /m
		8.70	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (minimum reinforcement DIN)	U min. a <sub>s</sub>	84.7	%

The minimum reinforcement according DIN V 1201:2004-08, 5.3.7 is in range.

#### 1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)

$$\text{vorh. } a_{\text{sring},i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{rad},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_i}$$

Existing ring reinforcement inside:	vorh. a <sub>sring,i</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
a <sub>s,e,60%i</sub> = 0.60 · vorh. a <sub>sring,i</sub>			
Minimum ring reinforcement outside (DIN V 1201, 5.2.6):	a <sub>s,e,60%i</sub>	6.16	cm <sup>2</sup> /m
Existing ring reinforcement outside:	vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum ring reinforcement outside, percentage (DIN V 1201, 5.2.6):	a <sub>s,e/i%</sub>	100.00	%

#### 1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)

Maximum target distance longitudinal reinforcement:	e <sub>L,max</sub>	333	mm
Number of axial rods internal:	n <sub>ax,i</sub>	40	[-]
Radius inside:	r <sub>i</sub>	1,295	mm
U <sub>Li,vor</sub> = 2 · r <sub>i</sub> · π			
Existing inner circumference axial reinforcement:	U <sub>Li,vor</sub>	8,137	mm
Existing distance axial reinforcement:	e <sub>L,vor,i</sub>	203	mm
Existing axial reinforcement inner cage:	vorh a <sub>s,L,i</sub>	3.86	cm <sup>2</sup> /m
Number of axial rods external:	n <sub>ax,e</sub>	40	[-]
External radius at springline:	r <sub>e</sub>	1,455	mm
U <sub>Le,vor</sub> = 2 · r <sub>e</sub> · π			
Existing outer circumference axial reinforcement:	U <sub>Le,vor</sub>	9,142	mm
Existing distance axial reinforcement:	e <sub>L,vor,e</sub>	229	mm

$$\text{vorh } a_{S,L,e} = \left[ \frac{\varnothing_{ax,e}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{L,vor,e}}$$

Existing axial reinforcement outer cage: vorh  $a_{S,L,e}$       3.44      cm<sup>2</sup>/m

The distance of axial reinforcement is sufficiently low.

### 1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)

A retention dimension of 10 mm is used (pipe according to DIN V 1201).

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

The required concrete cover outside was increased by 5 mm (jacking pipe).

		crown	springline	invert	
Required concrete cover outwards	erf. $C_{nom,e}$	30.0	30.0	30.0	mm
Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm

The external concrete cover is sufficient.

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

		crown	springline	invert	
Required concrete cover inwards	erf. $C_{nom,i}$	25.0	25.0	25.0	mm
Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm

The internal concrete cover is sufficient.

### 1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces

$$\kappa_{min} = 1 + (0.5 - z_k/d_{a,min}) \geq 1 \quad (49)$$

Increasing coefficient for planned curves:		Kmin			1.000	[-]
		crown	springline	invert		
		45·rm <sup>2</sup> ·kmin	-45·rm <sup>2</sup> ·kmin	45·rm <sup>2</sup> ·kmin		
		(47a)	(47b)	(47c)		
Design moment for minimum dimensioning	$M_{d,min}$	85.078	-85.078	85.078	kNm/m	
Design normal force for minimum dimensioning	$N_{d,min}$	-135·rm·kmin (48a) -185.625	-270·rm·kmin (48b) -371.250	-135·rm·kmin (48c) -185.625	kN/m	

#### Ring reinforcement

$$z_i = \frac{h}{2} - C_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$$

Lever inner ring reinforcement	$z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
$M_{Ed,s,min} =  M_{d,min}  - z_i \cdot N_{d,min}$					
Dimensioning moment	$M_{Ed,s,min}$	97.701	110.323	97.701	kNm/m
$\mu_{Ed,s} =  M_{Ed,s,min}  / (d^2 \cdot f_{cd})$					
Normalized dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0926	0.1045	0.0926	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega_{min}$	0.0975	0.1108	0.0975	[-]
Static height	d	0.193	0.193	0.193	m

$$\sigma_{s,d,min} = f_{yd}$$

Calculation value of steel ultimate flexural	$\sigma_{s,d,min}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
--	--------------------	--------	--------	--------	-------------------



$$a_{s,calc,min} = \frac{\omega_{min} \cdot 1 \cdot d \cdot f_{cd} + N_{d,min}}{\sigma_{s,d,min}}$$

Calculated required reinforcement	$a_{s,calc,min}$	7.99	5.40	7.99	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement	$U a_{s,calc,min}$	77.8	52.6	77.8	%

The chosen reinforcement is sufficient.

### Comparison stress

The minimum sectional forces (calculated according to DWA-A 161, section 7.3) will be divided by 1.35 for the verification of serviceability DWA-A 161, section 9.4.3.2

Assumed moment (char.)	$M_{k,min}$	crown 63.021	springline -63.021	invert 63.021	kNm/m
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm

$$\sigma_{M,E,min} = \frac{|M_{k,min}|}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E,min}$	5.4537	5.4537	5.4537	N/mm <sup>2</sup>
Assumed normal force (char.)	$N_{k,min}$	-137.500	-275.000	-137.500	kN/m

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{s,i} + n \cdot \text{vorh } a_{s,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$\sigma_{N,E,min} = \frac{N_{k,min}}{A_{id}}$$

Stress component from normal forces	$\sigma_{N,E,min}$	-0.4897	-0.9794	-0.4897	N/mm <sup>2</sup>
-------------------------------------	--------------------	---------	---------	---------	-------------------

$$\sigma_{bz,min} = \sigma_{M,E,min} + \sigma_{N,E,min}$$

Decisive tensile bending stress	$\sigma_{bz,min}$	4.9640	4.4743	4.9640	N/mm <sup>2</sup>
Stress ratio	$\sigma_{N,E,min}/\sigma_{M,E,min}$	-0.0898	-0.1796	-0.0898	[-]
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm
Constant according to the DIN V 1201, Picture 9	$f_{R,min}$	1.08	0.99	1.08	[-]

$$\sigma_{VR,min} = f_{R,min} \cdot \sigma_{bz,min}$$

Comparison stress of the pipe under cracking force in condition I	$\sigma_{VR,min}$	5.34	4.42	5.34	N/mm <sup>2</sup>
---	-------------------	------	------	------	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:			$\max \sigma_{VR}$	6.00	N/mm <sup>2</sup>
Utilisation equivalent pipe stress (minimum design)	$U \sigma_{VR,min}$	89.0	73.6	89.0	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.4 Intermediate results for the soil

Specific weight of soil:	$\gamma_B$	20.0		kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil:	$\gamma'_B$	11.0		kN/m <sup>3</sup>
Soil group around pipe:	G2			
Angle of inner friction around pipe:	$\phi'^2$	30.0		°
Basis value of modulus of deformation of soil:	$E_0$	30.00		N/mm <sup>2</sup>
Coefficient for the compactness of the packing/consistency according A161 table 3/4:	$f_1$	0.80		[-]

Loosening coefficient caused by jacking according to A161, table 5.:	$f_2$	1.00	[-]
Angle of inner friction above pipe:	$\varphi'_1$	30.0	°
Stress exponent:	$z$	0.5	[-]
Remarks concerning silo theory:	$\kappa = 1$ as pipe jacking takes place below waterbodies.		
The consideration of concentration factor $\lambda F$ is necessary.:	Yes		
Concentration factor:	$\lambda$	1.000	[-]
Base value of earth pressure ratio below crown:	$K_{2,0}$	0.50	[-]
$K_{2,Bau} = K_{2,0} \cdot f_2 \leq K_{2,0} \leq 0.4$			(4)
Earth pressure ratio above pipe, construction state:	$K_{2,Bau}$	0.40	[-]
$K_{2,End} = K_{2,Bau} + 0.1 \leq K_{2,0} \leq 0.5$			(4)
Earth pressure ratio above pipe, operational state:	$K_{2,End}$	0.50	[-]
<b>1.2.5 Construction state</b>			
<u>1.2.5.1 Loads Construction state</u>			
$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0$			(5b)
Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	75.000	kN/m <sup>2</sup>
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	75.000	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,v} = q_0 + p_T$			(53)
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	93.750	kN/m <sup>2</sup>
Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be $\cos^2$ - or $\sin^2$ -shaped.:	Yes		
Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
$q_0 = \frac{3}{2 + K_2} \cdot q_{Ev}$			(26)
Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	93.750	kN/m <sup>2</sup>
$q_{0,h} = \left( q_0 + \frac{\gamma'_B \cdot d_a}{2} \right) \cdot K_2$			(34a)
Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	44.100	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,h} = q_{0,h} + p_{Th}$			(53)
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	44.100	kN/m <sup>2</sup>
Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.650	bar
Pipe stiffness:	$S_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Pipe stiffness:	$\bar{S}_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Scaling reference value:	$\sigma_{B,0}$	100.0	kN/m <sup>2</sup>
$f_3 = \left( \frac{p_{Ev}}{\sigma_{B,0}} \right)^z \geq 1$			(2)
Increase factor due to soil stress:	$f_3$	1.00	[-]

$$E_B = E_0 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad (1)$$

Modulus of deformation of soil:	$E_B$	24.00	N/mm <sup>2</sup>
Earth pressure ratio below crown:	$K_2$	0.40	[-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:	$S_{Bh}$	14.40	N/mm <sup>2</sup>
-----------------------	----------	-------	-------------------

$$V_{RB} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

System stiffness:	$V_{RB}$	1.2966	[-]
The pipe soil system behaves flexible.:	No		

#### 1.2.5.2 Section forces Construction state

Partial safety factor for static loads, radial:	$\gamma_F$	1.35	[-]
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]
Mean radius:	$r_m$	1,375.00	mm

Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.650	bar
Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	93.750	kN/m <sup>2</sup>
Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	44.100	kN/m <sup>2</sup>
Vertical soil stress due to traffic load:	$p_T$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Horizontal soil stress due to traffic load:	$p_{Th}$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	93.750	kN/m <sup>2</sup>
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	44.100	kN/m <sup>2</sup>

Moments:		crown	springline	invert	
	$m_{q_0}$	0.167	-0.167	0.167	[-]

$$M_{q_{0v,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_0} \cdot q_0 \cdot r_m^2 \quad (24)$$

Vertical load due to earth coverage	$M_{q_{0v,d}}$	39.960	-39.960	39.960	kNm/m
	$m_{pT}$	0.250	-0.250	0.250	[-]

$$M_{p_{Tv,d}} = \gamma_Q \cdot m_{pT} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load	$M_{p_{Tv,d}}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$m_{pTh}$	-0.250	0.250	-0.250	[-]

$$M_{p_{Th,d}} = \gamma_Q \cdot m_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2 \quad (31)$$

Horizontal load due to traffic	$M_{p_{Th,d}}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$m_{qh}$	-0.167	0.167	-0.167	[-]

$$M_{q_{h,d}} = \gamma_F \cdot m_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m^2 \quad (33)$$

Horizontal load due to earth coverage	$M_{q_{h,d}}$	-18.797	18.797	-18.797	kNm/m
	$m_g$	0.384	-0.437	0.706	[-]

$$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2 \quad (37)$$

Dead weight	$M_{g,d}$	6.126	-6.971	11.262	kNm/m
	$m_w$	0.192	-0.219	0.353	[-]

$$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3 \quad (39)$$

Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$	6.738	-7.686	12.388	kNm/m
	$m_a$	-0.192	0.219	-0.353	[-]

$$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3 \quad (41)$$

Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.991	5.693	-9.177	kNm/m
---	-----------	--------	-------	--------	-------

$M_{pw,d} = ((Y_F \cdot p_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right) \quad (43)$					
Water pressure	$M_{pw,d}$ $m_{qh}^*$	-0.336 -0.181	-0.336 0.208	-0.336 -0.181	kNm/m [-]
$M_{qEh^*,d} = Y_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2 \quad (45a)$					
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qTh^*,d} = Y_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2 \quad (45b)$					
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$					
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
Sum of moments	$\Sigma M_d$	28.699	-30.463	35.301	kNm/m
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	21.163	-21.163	21.163	kNm/m
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	7.536	-9.300	14.138	kNm/m
Normal forces:					
	$n_{qo}$	crown -0.333	springline -0.667	invert -0.333	[-]
$N_{q0v,d} = Y_F \cdot n_{qo} \cdot q_0 \cdot r_m \quad (25)$					
Vertical load due to earth coverage	$N_{q0v,d}$ $n_{pT}$	-57.950 0.000	-116.074 -1.000	-57.950 0.000	kN/m [-]
$N_{pTv,d} = Y_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m \quad (30)$					
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$ $n_{pTh}$	0.000 -1.000	0.000 0.000	0.000 -1.000	kN/m [-]
$N_{pTh,d} = Y_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m \quad (32)$					
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$ $n_{qh}$	0.000 -0.667	0.000 -0.333	0.000 -0.667	kN/m [-]
$N_{qh,d} = Y_F \cdot n_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m \quad (34)$					
Horizontal load due to earth coverage	$N_{qh,d}$ $n_g$	-54.601 0.250	-27.260 -1.571	-54.601 -1.428	kN/m [-]
$N_{g,d} = Y_F \cdot n_g \cdot Y_R \cdot s \cdot r_m \quad (38)$					
Dead weight	$N_{g,d}$ $n_w$	2.900 0.625	-18.226 0.215	-16.567 0.786	kN/m [-]
$N_{w,d} = Y_F \cdot n_w \cdot Y_W \cdot r_m^2 \quad (40)$					
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$ $m_a$	15.952 -0.625	5.488 -0.215	20.061 -0.786	kN/m [-]
$N_{a,d} = Y_{F,W} \cdot m_a \cdot Y_W \cdot r_m^2 \quad (42)$					
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.816	-4.065	-14.860	kN/m
$N_{pw,d} = (Y_F \cdot p_i \cdot r_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a) \quad (44)$					
Water pressure	$N_{pw,d}$	-97.500	-97.500	-97.500	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-203.015	-257.637	-221.417	kN/m

$$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{q0v,d} + N_{pTv,d} + N_{qh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$$

Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-112.551	-143.333	-112.551	kN/m
------------------------------------	---------------------------	----------	----------	----------	------

$$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$$

Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-90.464	-114.303	-108.866	kN/m
------------------------	----------------------	---------	----------	----------	------

### 1.2.5.3 Design of ring reinforcement

Partial safety factor bearing capacity concrete:

YRC 1.50 [-]

Partial safety factor bearing capacity steel:

YRS 1.15 [-]

Characteristic cylinder compressive strength:

$f_{ck,cyl}$  50.0 N/mm<sup>2</sup>

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$$

Design value concrete:

$f_{cd}$  28.33 N/mm<sup>2</sup>

Nominal yield strength:

$f_{yk}$  500 N/mm<sup>2</sup>

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$$

Design value reinforcement:

$f_{yd}$  434.78 N/mm<sup>2</sup>

Sum of moments	$M_E$	crown 19.877	springline -21.176	invert 23.682	kNm/m
----------------	-------	--------------	--------------------	---------------	-------

Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	28.699	-30.463	35.301	kNm/m
--	-----------	--------	---------	--------	-------

Sum normal force	$N_E$	-178.723	-217.174	-193.143	kN/m
------------------	-------	----------	----------	----------	------

Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-203.015	-257.637	-221.417	kN/m
--	-----------	----------	----------	----------	------

Design:

crown springline invert

$$z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$$

Lever inner ring reinforcement	$z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
--------------------------------	-------	------	------	------	----

$$M_{Ed,s} = |M_{E,d}| - N_{E,d} \cdot z_{s1}$$

Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	42.504	47.982	50.357	kNm/m
--	------------	--------	--------	--------	-------

Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
---------------	-----	-------	-------	-------	---

$$\mu_{Ed,s} = \frac{|M_{Ed,s}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0403	0.0455	0.0477	[-]
----------------------------------	--------------	--------	--------	--------	-----

Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0413	0.0467	0.0491	[-]
---	----------	--------	--------	--------	-----

$$\sigma_{s,d} = f_{yd}$$

Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
---	----------------	--------	--------	--------	-------------------

$$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$$

Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
------------------------	-------------	-------	-------	-------	--------------------

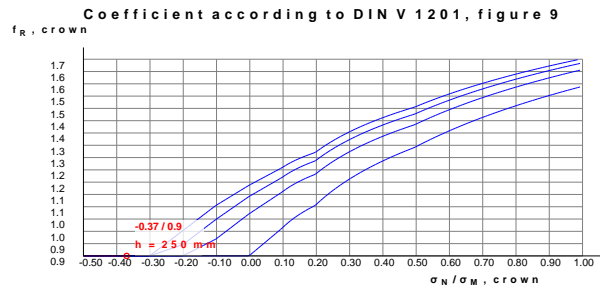
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	0.52	0.00	1.08	cm <sup>2</sup> /m
---------------------------------	--------------	------	------	------	--------------------

Utilisation reinforcement (design)	$U a_{s,calc}$	5.1	0.0	10.6	%
------------------------------------	----------------	-----	-----	------	---

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

		crown	springline	invert	
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
$ \sigma_{M,E}  = \frac{M_E}{W_{id}}$					
Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	1.7202	1.8326	2.0494	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.6365	-0.7734	-0.6879	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$					
Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	1.0837	1.0591	1.3616	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.3700	-0.4221	-0.3356	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



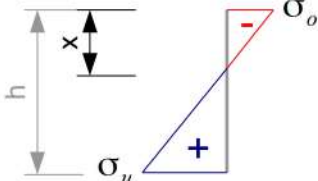
Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	0.90	0.90	0.90	[-]
$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$					
Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	0.98	0.95	1.23	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:			$f_{ctm}$	4.1	N/mm <sup>2</sup>
$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$					
Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:			$\max \sigma_{VR}$	6.00	N/mm <sup>2</sup>
$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$					
Utilisation equivalent pipe stress	$U \sigma_{VR}$	16.3	15.9	20.4	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

#### 1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:	b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):	$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:	$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$			
Ratio of Young's moduli:	$\alpha_e$	5.37	[-]
$f_{ct,eff} = f_{ctm}$			
Effective tensile strength of concrete (without minimum):	$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>

Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
Relevant steel diameter	ds	14.00	14.00	14.00	mm
vorh $a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$					
Existing reinforcement internal cage	vorh $a_{S,i}$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$					
Static height inner reinforcement cage	$d_{iK}$	193.0	193.0	193.0	mm
$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$					
Distance to centroid state I	$z_{s1}$	68.00	68.00	68.00	mm
$z = 0.90 \cdot d_{iK}$					
Inner lever for crack width proof (~0.9d)	z	173.70	173.70	173.70	mm
$\sigma_o = N/A - M/W$ $\sigma_u = N/A + M/W$ $W = h^2/6$		$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$ $x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$			
Height of compression zone state I	x	171.83	178.41	167.48	mm
$d_1 = h - d_{iK}$					
Distance between axis and edge under tension	$d_1$	57.00	57.00	57.00	mm
$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$					
Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$					
Calculated height of the tension zone	$h_{Grenz}$	26.06	23.86	27.51	mm
DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from (h-x)/3 to (h-x)/2, since the reinforcement is located outside the effective range (h-x)/3 at at least one point in the cross-section.					
$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$					
Effective height of the impact area	$h_{C,ef}$	39.09	35.79	41.26	mm
$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$					
Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	390.85	357.93	412.62	cm <sup>2</sup>
Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 19.88	Springline -21.18	Bottom 23.68	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-178.72	-217.17	-193.14	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	32.03	35.94	36.82	kNm/m

$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	5.53	-9.98	18.33	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	26.26	28.67	24.87	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	5.29	-9.53	17.51	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	148.11	135.63	156.36	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	5.29	135.63	17.51	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	-0.33	-0.38	-0.28	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.02	-0.03	0.05	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.02	-0.03	0.05	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					
Calculated crack width, total load	vorh $w_k$	0.000	---	0.001	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	0.0	0.0	0.5	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

#### 1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

		Crown	Springline	Bottom	
Impacting moment	$M_{d,0}$	63.02	-63.02	63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m



$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					
Calculated crack width, minimum dimension	vorh $w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

## 1.2.6 Proof of admissibility of jacking force

### 1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,\text{min}}$	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	$\sigma_{LD}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,\text{ax}}$	1.35	[-]
Characteristical strength of pipe material.:	$f_k$	50.00	N/mm <sup>2</sup>

Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	$E_{R,ax}$	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	$f_d$	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	-------	-------	-------------------

### 1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	$R_{Plan}$	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	$L_R$	2.30	m

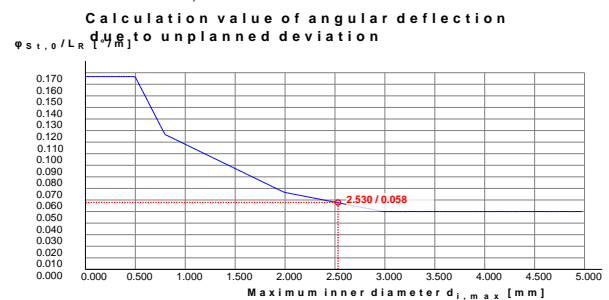
$$\varphi_R = \arctan\left(\frac{L_R}{R_{Plan}}\right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
---	-------------	-------	---

$\varphi_R$  was assumed as 0°, as for  $\varphi_R < 0,05^\circ$  the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
--	-------------	-------	---

Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
-------------------------	-------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St,0}/L_R$	0.058	°/m
---	----------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0}/L_R \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St}$	0.196	°
--	----------------	-------	---

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
-------------------	----	-------	----

Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
--	------------------	-----	----

Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm
-------------------------	-------------	-------	----

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan\left(\frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}}\right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
---	--------------------------	-------	---

Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
--	--------	------	-----

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}) ; \varphi_{St}; \varphi_{\Delta a,cal}] \quad (92)$$

Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°
---	-----------------	-------	---

### 1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

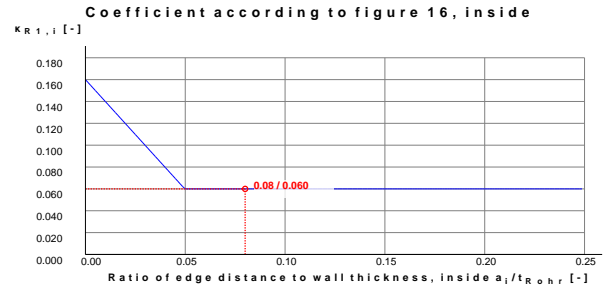
#### Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)

Flake board (P5, P7)			
Outer diameter of PTR:	$d_{a,DÜR}$	2,872.2	mm
Inner diameter of the PTR:	$d_{i,DÜR}$	2,559.8	mm
Outer edge distance of PTR:	$a_{a,DÜR}$	14.9	mm
Inner edge distance of PTR:	$a_{i,DÜR}$	14.9	mm

Width of PTR:  $t_{DÜR}$  156.2 mm  
Minimal wall thickness of pipe:  $t_{R,min}$  186.0 mm

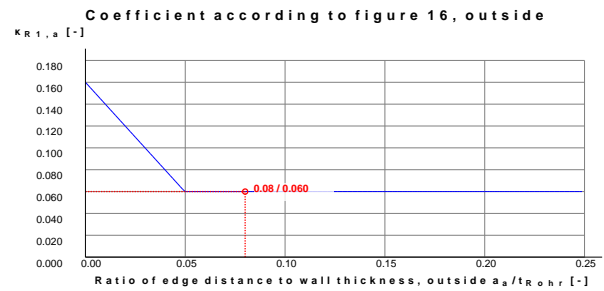
$$K_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

Ratio  $t_{DÜR}$  to  $t_{Rohr}$ :  $K_t$  1.190 [-]



Ratio of edge distance to wall thickness, inside:  
Coefficient according to figure 16, inside:

$a_i/t_{Rohr}$  0.080 [-]  
 $K_{R1,i}$  0.060 [-]

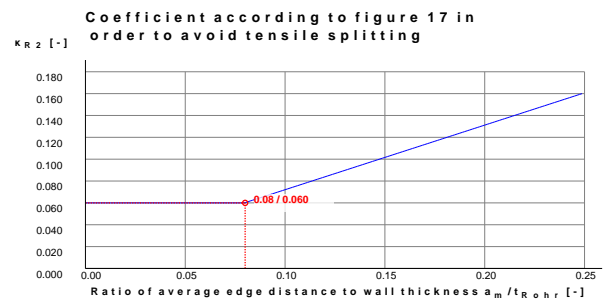


Ratio of edge distance to wall thickness, outside:  
Coefficient according to figure 16, outside:

$a_a/t_{Rohr}$  0.080 [-]  
 $K_{R1,a}$  0.060 [-]

$$K_{R1} = \max(K_{R1,i}, K_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:  $K_{R1}$  0.060 [-]



Ratio of average edge distance to wall thickness:  
Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:

$a_m/t_{Rohr}$  0.080 [-]  
 $K_{R2}$  0.060 [-]

$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:  $K_R$  0.060 [-]  
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:  $f_{tm}$  4.07 N/mm<sup>2</sup>

$$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R} \quad (98)$$

Coefficient for permissible compressive stress:  $\alpha_{D,T}$  1.000 [-]

$$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot K_t \cdot f_d \quad (97)$$

Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:  $\sigma_{cal}$  44.09 N/mm<sup>2</sup>

Estimated thrust force, control variable:  $F_j$  9,528 kN

$$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$$

Evenly distributed stress in the PTR:  $\sigma_{0DÜR}$  7.15 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_I = 2 \cdot \sigma_{0DÜR} \quad (107)$$

Relevant stress of preload:  $\sigma_I$  14.29 N/mm<sup>2</sup>

$$\sigma_I / \sigma_{cal} = \frac{\sigma_I}{\sigma_{cal}}$$

Percentage of preload:  $\sigma_I / \sigma_{cal}$  32.4 %

#### 1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring

##### Layer 1

Flake board (P5, P7)

Layer thickness:  $s_d$  20.00 mm

$$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6(\sigma_I / \sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53 \cdot (\sigma_I / \sigma_{cal}) + 6108.7 \cdot (\sigma_I / \sigma_{cal})^2 - 14090 \cdot (\sigma_I / \sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130 \cdot (\sigma_I / \sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835) \quad (109)$$

Stiffness of the layer:  $E_{cal}$  588.62 N/mm<sup>2</sup>

$$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}} \quad (102 / 111)$$

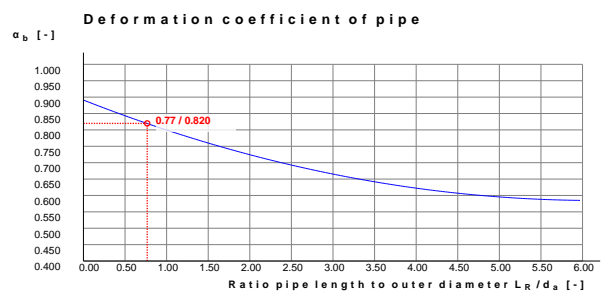
Deformation component of the layer:  $\Delta s_{DÜR,S}$  5.5 mm

#### 1.2.6.5 Deformation of pipe

$$\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot \frac{t_{DÜR}}{t_{R,min}} \quad (103b)$$

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{cal} \cdot t_{DÜR}}{t_{R,min}}$$

Calculated compressive stress in pipe material:  $\sigma_{max}$  37.04 N/mm<sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$$L_R/d_a \quad 0.77 \quad [-]$$

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \quad (105)$$

Deformation coefficient of pipe:

$$\alpha_b \quad 0.820 \quad [-]$$

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \quad \& \quad \geq 0$$

Coefficient:

$$\alpha_\varphi \quad 0.000 \quad [-]$$

$$\kappa_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi) \quad (104)$$

Deformation factor of pipe:

$$\kappa_{ab} \quad 0.500 \quad [-]$$

$$\Delta S_R = \frac{\sigma_{\max} \cdot \kappa_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \quad (103a)$$

Deflection component of jacking pipe:

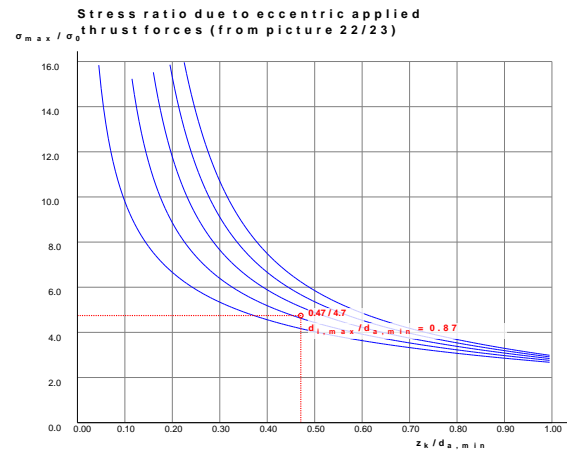
$$\Delta S_R \quad 1.1 \quad \text{mm}$$

**Result**

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta S_{DÜR} + \Delta S_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \quad (101)$$

Joint gap dimension:

$$z_k/d_{a,min} \quad 0.47 \quad [-]$$



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$$\sigma_{\max} / \sigma_0 \quad 4.75 \quad [-]$$

$$A_R = \frac{(d_{a,min}^2 - d_{i,max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:

$$A_R \quad 15,870.572 \quad \text{cm}^2$$

Partial safety factor for loads, longitudinal:

$$\gamma_{F,ax} \quad 1.30 \quad [-]$$

$$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{\max}}{\sigma_{\max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}} \quad (113)$$

Permissible thrust force:

$$F_j \quad 9,528 \quad \text{kN}$$

$$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{\max} / \sigma_0 \quad (113)$$

Axial stress, Design value acting in the spigot end:

$\sigma_{x,d}$  -37.04 N/mm<sup>2</sup>

$$A_{R,0} = \frac{\left( \left[ d_i + 2 \cdot A_{ax} \right]^2 - d_i^2 \right) \cdot \pi}{4}$$

Area for axial pressure beyond coupling zone:

$A_{R,0}$  21,598.45 cm<sup>2</sup>

$$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0$$

(113)

Axial stress in the pipe. Design value:

$\sigma_{x,d,0}$  -27.21 N/mm<sup>2</sup>

### 1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft

The equivalent stress proof is not required for rigid pipes.

## 1.2.7 Operating state

### 1.2.7.1 Loads Operating state

$$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0$$

(5b)

Vertical soil stress at crown level:

$p_{Ev}$  75.000 kN/m<sup>2</sup>

Effective vertical stress at pipe crown level:

$q_{Ev}$  75.000 kN/m<sup>2</sup>

$$q_{Ges,v} = p_{Ev} + p_T$$

(53)

Total vertical soil stresses at pipe crown level:

$q_{Ges,v}$  75.000 kN/m<sup>2</sup>

Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be cos<sup>2</sup>- or sin<sup>2</sup>-shaped.:

No

Ground water level in the upper half of the pipe:

$h_{GW,oRh}$  3.000 m

$$q_{Eh} = \left( p_{Ev} + \gamma_B \cdot (d_a - h_{GW,oRh}) + \gamma'_B \cdot \left( h_{GW,oRh} - \frac{d_a}{2} \right) \right) \cdot K_2$$

Horizontal soil stress at pipe:

$q_{Eh}$  45.75 kN/m<sup>2</sup>

$$q_{Ges,h} = q_{Eh} + p_{Th}$$

(53)

Total horizontal soil stresses at pipe:

$q_{Ges,h}$  45.750 kN/m<sup>2</sup>

Inner gauge pressure:

$p_i$  0.000 bar

Outer gauge pressure above pipe crown:

$p_{a,Sc}$  0.650 bar

Pipe stiffness:

$S_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Pipe stiffness:

$\bar{S}_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Scaling reference value:

$\sigma_{B,0}$  100.0 kN/m<sup>2</sup>

$$f_3 = \left( \frac{p_{Ev}}{\sigma_{B,0}} \right)^z \geq 1$$

(2)

Increase factor due to soil stress:

$f_3$  1.00 [-]

$$E_B = E_0 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3$$

(1)

Modulus of deformation of soil:

$E_B$  24.00 N/mm<sup>2</sup>

Earth pressure ratio below crown:

$K_2$  0.50 [-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B$$

(18)

Stiffness of bedding:	$S_{Bh}$	14.40	$N/mm^2$		
$V_{RB,LK} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}}$				(14)	
System stiffness: The pipe soil system behaves flexible.:	$V_{RB}$ No	1.2966	[-]		
<u>1.2.7.2 Section forces Operating state</u>					
Partial safety factor for static loads, radial:	$\gamma_F$	1.35	[-]		
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]		
Mean radius:	$r_m$	1,375.00	mm		
Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar		
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.650	bar		
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	75.000	$kN/m^2$		
Horizontal soil stress at pipe:	$q_{Eh}$	45.75	$kN/m^2$		
Vertical soil stress due to traffic load:	$p_T$	0.00	$kN/m^2$		
Horizontal soil stress due to traffic load:	$p_{Th}$	0.00	$kN/m^2$		
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	75.000	$kN/m^2$		
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	45.750	$kN/m^2$		
Moments:					
	$m_{pEv}$	crown 0.250	springline -0.250	invert 0.250	[-]
$M_{pEv,d} = \gamma_F \cdot m_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2$					(27)
Vertical load due to earth coverage	$M_{pEv,d}$ $m_{pT}$	47.856 0.250	-47.856 -0.250	47.856 0.250	$kNm/m$ [-]
$M_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot m_{pT} \cdot p_T \cdot r_m^2$					(29)
Vertical load due to traffic load	$M_{pTv,d}$ $m_{pTh}$	0.000 -0.250	0.000 0.250	0.000 -0.250	$kNm/m$ [-]
$M_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot m_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2$					(31)
Horizontal load due to traffic	$M_{pTh,d}$ $m_{pEh}$	0.000 -0.250	0.000 0.250	0.000 -0.250	$kNm/m$ [-]
$M_{pEh,d} = \gamma_F \cdot m_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2$					(35)
Horizontal load due to earth coverage	$M_{pEh,d}$ $m_g$	-29.192 0.384	29.192 -0.437	-29.192 0.706	$kNm/m$ [-]
$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$					(37)
Dead weight	$M_{g,d}$ $m_w$	6.126 0.192	-6.971 -0.219	11.262 0.353	$kNm/m$ [-]
$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$					(39)
Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$ $m_a$	6.738 -0.192	-7.686 0.219	12.388 -0.353	$kNm/m$ [-]
$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$					(41)
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.991	5.693	-9.177	$kNm/m$
$M_{pw,d} = ((\gamma_F \cdot p_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$					(43)
Water pressure	$M_{pw,d}$ $m_{qh}^*$	-0.336 -0.181	-0.336 0.208	-0.336 -0.181	$kNm/m$ [-]
$M_{qEh^*,d} = \gamma_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$					(45a)

Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qTh^*,d} = \gamma_Q \cdot m_{qh^*} \cdot q_{Th^*} \cdot r_m^2$ (45b)					
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$					
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
Sum of moments	$\Sigma M_d$	26.200	-27.964	32.802	kNm/m
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	18.664	-18.664	18.664	kNm/m
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	7.536	-9.300	14.138	kNm/m
Normal forces:		crown	springline	invert	
	$n_{pEv}$	0.000	-1.000	0.000	[-]
$N_{pEv,d} = \gamma_F \cdot n_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m$ (28)					
Vertical load due to earth coverage	$N_{pEv,d}$	0.000	-139.219	0.000	kN/m
	$n_{pT}$	0.000	-1.000	0.000	[-]
$N_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m$ (30)					
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pTh}$	-1.000	0.000	-1.000	[-]
$N_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m$ (32)					
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pEh}$	-1.000	0.000	-1.000	[-]
$N_{pEh,d} = \gamma_F \cdot n_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m$ (36)					
Horizontal load due to earth coverage	$N_{pEh,d}$	-84.923	0.000	-84.923	kN/m
	$n_g$	0.250	-1.571	-1.428	[-]
$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$ (38)					
Dead weight	$N_{g,d}$	2.900	-18.226	-16.567	kN/m
	$n_w$	0.625	0.215	0.786	[-]
$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$ (40)					
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.952	5.488	20.061	kN/m
	$m_a$	-0.625	-0.215	-0.786	[-]
$N_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$ (42)					
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.816	-4.065	-14.860	kN/m
$N_{pw,d} = (\gamma_F \cdot p_i \cdot r_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$ (44)					
Water pressure	$N_{pw,d}$	-97.500	-97.500	-97.500	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-175.387	-253.522	-193.789	kN/m
$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{pEv,d} + N_{pTv,d} + N_{pEh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$					
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-84.923	-139.219	-84.923	kN/m
$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$					
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-90.464	-114.303	-108.866	kN/m



### 1.2.7.3 Design of ring reinforcement

Partial safety factor bearing capacity concrete:	YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:	YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:	$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$$

Design value concrete:	$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:	$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$$

Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
		crown	springline	invert	
Sum of moments	$M_E$	18.026	-19.325	21.831	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	26.200	-27.964	32.802	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-158.258	-214.126	-172.678	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-175.387	-253.522	-193.789	kN/m

Design:		crown	springline	invert	
Lever inner ring reinforcement	$z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	38.127	45.204	45.979	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m

$$\mu_{Ed,s} = \frac{|M_{Ed,s}|}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0361	0.0428	0.0436	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0370	0.0440	0.0447	[-]

$$\sigma_{s,d} = f_{yd}$$

Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
---	----------------	--------	--------	--------	-------------------

$$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$$

Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	0.62	0.00	1.17	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	$U a_{s,calc}$	6.0	0.0	11.4	%

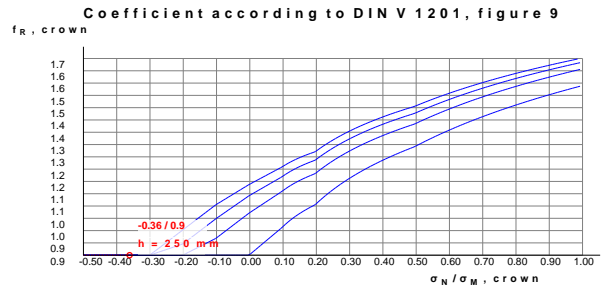
The chosen reinforcement is sufficient.

### 1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	crown 11,555.56	springline 11,555.56	invert 11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
--	----------	--------------------	-------------------------	---------------------	---------------------

$$|\sigma_{M,E}| = \frac{M_E}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	1.5600	1.6724	1.8892	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.5636	-0.7626	-0.6150	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$					
Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	0.9964	0.9098	1.2743	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.3613	-0.4560	-0.3255	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	0.90	0.90	0.90	[-]
$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$					
Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	0.90	0.82	1.15	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$			4.1	N/mm <sup>2</sup>
$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$					
Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:	$\max \sigma_{VR}$			6.00	N/mm <sup>2</sup>
$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$					
Utilisation equivalent pipe stress	$U \sigma_{VR}$	14.9	13.6	19.1	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:	b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):	$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:	$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Ratio of Young's moduli:	$\alpha_e$	5.37	[-]
--------------------------	------------	------	-----

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

Effective tensile strength of concrete (without minimum):	$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Profile height	h	250.00	mm
Relevant steel diameter	$d_s$	14.00	mm

$$\text{vorh } a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{\text{Ring},i} \cdot \varnothing_{\text{rad},i}^2$$

Existing reinforcement internal cage	$\text{vorh } a_{S,i}$	10.26	cm <sup>2</sup> /m
--------------------------------------	------------------------	-------	--------------------

$$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$$

Static height inner reinforcement cage	$d_{iK}$	193.0	193.0	193.0	mm
--	----------	-------	-------	-------	----

$$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$$

Distance to centroid state I	$z_{s1}$	68.00	68.00	68.00	mm
------------------------------	----------	-------	-------	-------	----

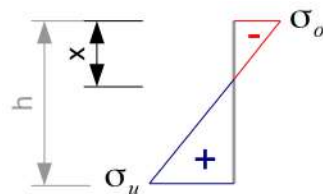
$$z = 0.90 \cdot d_{iK}$$

Inner lever for crack width proof (~0.9d)	$z$	173.70	173.70	173.70	mm
---	-----	--------	--------	--------	----

$$\sigma_o = N/A - M/W$$

$$\sigma_u = N/A + M/W$$

$$W = h^2/6$$



$$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$$

$$x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$$

Height of compression zone state I	$x$	170.73	182.71	166.20	mm
------------------------------------	-----	--------	--------	--------	----

$$d_1 = h - d_{iK}$$

Distance between axis and edge under tension	$d_1$	57.00	57.00	57.00	mm
--	-------	-------	-------	-------	----

$$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$$

Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
------------------------------------	---------------	--------	--------	--------	----

$$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$$

Calculated height of the tension zone	$h_{Grenz}$	26.42	22.43	27.93	mm
---------------------------------------	-------------	-------	-------	-------	----

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from  $(h-x)/3$  to  $(h-x)/2$ , since the reinforcement is located outside the effective range  $(h-x)/3$  at at least one point in the cross-section.

$$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$$

Effective height of the impact area	$h_{C,ef}$	39.64	33.65	41.90	mm
-------------------------------------	------------	-------	-------	-------	----

$$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$$

Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	396.37	336.46	419.02	cm <sup>2</sup>
----------------------------------	-------------	--------	--------	--------	-----------------

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 18.03	Springline -19.33	Bottom 21.83	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-158.26	-214.13	-172.68	kN/m

$$M_{Eds} = |M_{d,0}| - N_{d,0} \cdot z_{s1}$$

Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	28.79	33.89	33.57	kNm/m
-----------------------------------	-----------	-------	-------	-------	-------

$$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$$

Steel stress	$\sigma_S$	7.28	-18.56	20.08	N/mm <sup>2</sup>
--------------	------------	------	--------	-------	-------------------

$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					EN 1992-1-1 (7.10)
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	25.89	30.50	24.49	%
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					DIN 1045-1 (137-b)
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	6.96	-17.72	19.18	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					DIN 1045-1 (137-a)
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	150.20	127.50	158.78	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					DIN 1045-1 (137+)
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	6.96	127.50	19.18	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-a)
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	-0.32	-0.40	-0.28	%
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-b)
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.02	-0.06	0.06	%
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					EN 1992-1-1 (7.9)
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.02	-0.06	0.06	%
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					EN 1992-1-1 (7.8)
Calculated crack width, total load	vorh $w_k$	0.000	---	0.001	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	0.1	0.0	0.6	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

#### 1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 63.02	Springline -63.02	Bottom 63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>

$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					EN 1992-1-1 (7.10)
Effective level of reinforcement	eff $\rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					DIN 1045-1 (137-b)
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					DIN 1045-1 (137-a)
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					DIN 1045-1 (137+)
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-a)
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					EN 1992-1-1 (7.9-b)
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					EN 1992-1-1 (7.9)
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					EN 1992-1-1 (7.8)
Calculated crack width, minimum dimension The cross-section is completely suppressed in partial areas.	vorh $w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

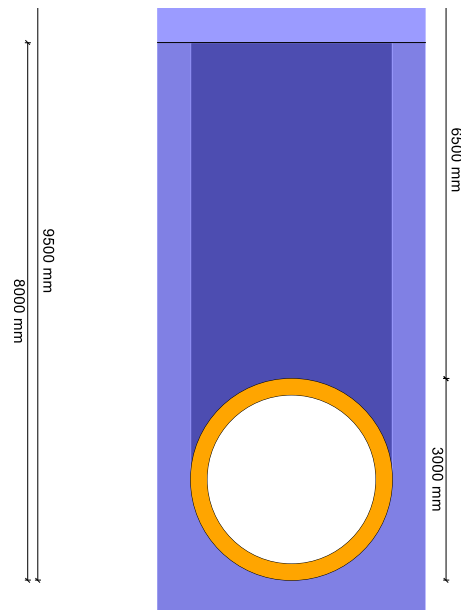
Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

### 1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading

The fatigue proof with not predominantly static loading is not desired in this case.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)

The uplift proof uses the real ground water level  $h_{W,\text{max}}$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h'_{\text{min}}$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:	YQ	1.05	[-]
Soil:	Y <sub>u</sub>	0.95	[-]
Load factor dead weight:	Y <sub>G</sub>	0.95	[-]
Outer radius:	r <sub>a</sub>	1,500.0	mm
$V = r_a^2 \cdot \pi$			
$V = V_A$			
Displaced volume:	V	7.07	m <sup>3</sup> /m
$Q_r = V \cdot \gamma_w$			
Lifting force:	Q <sub>r</sub>	70.69	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot Y_Q$			
Buoyancy, design:	Q <sub>r,d</sub>	74.22	kN/m
Buoyant weight of soil in uplift proof:	Y <sub>B',A</sub>	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Weight of soil in uplift proof:	Y <sub>B,A</sub>	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Cover height:	h	5.0	m
Groundwater level above pipe invert:	h <sub>GW</sub>	9.5	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	h <sub>n</sub>	5.00	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot Y_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot Y_{B,A} ) \cdot D_a$			
Soil:	Q <sub>r1</sub>	150.00	kN/m
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot Y_u$			
Building ground, design:	Q <sub>r1,d</sub>	142.50	kN/m
Area Angle triangle, dry:	A <sub>FZ</sub>	0.00	m <sup>2</sup>
$A_{FZ}' = \frac{[ 2 \cdot r_a ]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$			
Surface Angle triangle, wet:	A <sub>FZ'</sub>	0.97	m <sup>2</sup>

$F_Z = A_{FZ'} \cdot \gamma_{B',A}$			
Force from load angle triangle:	F <sub>Z</sub>	9.66	kN/m
$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$			
Force from load angle triangle, design:	F <sub>Z,d</sub>	9.17	kN/m
Inner radius:	r <sub>i</sub>	1,250.0	mm
Radial cross section:	A <sub>rad</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Specific gravity:	γ <sub>R</sub>	25.0	kN/m <sup>3</sup>
$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ([r_i + A_{rad}]^2 - r_i^2)$			
Deadweight:	G <sub>m</sub>	54.00	kN/m
$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$			
Dead load, design:	G <sub>m,d</sub>	51.30	kN/m
$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$			
Counterforces, design:	Q <sub>g,d</sub>	202.97	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	Q <sub>r,d</sub>	74.22	kN/m
$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$			
Utilisation buoyancy:	U	36.6	%

The uplift proof is fulfilled.

All necessary proofs are ok.

## Structural analysis

Project: Peschiera

Description: Attraversamento Turano Alte Coperture

Date: 28/02/2023



## Content

<b>1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition</b>	<b>4</b>
1.1 Input	4
1.1.1 Jacking method	4
1.1.2 Routing and jacking force	4
1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)	4
1.1.4 Soil mechanical values	4
1.1.5 Soil	5
1.1.6 Loadings	5
1.1.7 Calculation options	5
1.1.8 Reinforced concrete pipe	5
1.1.8.1 System drawing	6
1.1.8.2 Front face with PTR	7
1.2 Results	8
1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)	8
1.2.2 Intermediate results pipe	8
1.2.2.1 Material properties	8
1.2.2.2 Safety factors	8
1.2.2.3 Reinforced concrete pipe	9
1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete	10
1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class	10
1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)	10
1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)	10
1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)	11
1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)	11
1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)	12
1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces	12
1.2.4 Intermediate results for the soil	13
1.2.5 Construction state	14
1.2.5.1 Loads Construction state	14
1.2.5.2 Section forces Construction state	15
1.2.5.3 Design of ring reinforcement	17
1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	18
1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	18
1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	21
1.2.6 Proof of admissibility of jacking force	22
1.2.6.1 Pipe	22
1.2.6.2 Angular deviation	22
1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring	22
1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring	24
1.2.6.5 Deformation of pipe	24
1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft	26
1.2.7 Operating state	26
1.2.7.1 Loads Operating state	26
1.2.7.2 Section forces Operating state	27
1.2.7.3 Design of ring reinforcement	29

1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)	30
1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1	30
1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1	32
1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading	33
1.2.9 Uplift proof (buoyancy)	33

## 1 Jacking pipe according to DWA-A 161, 2nd edition

The calculation module takes into account the following corrections of the worksheet DWA-A 161: DWA-A 161 04/2017, DWA-A 161 10/2017, TM 4-2019 DB Netz AG, DWA-A 161 10/2020, DWA-A 127-10:2020-10, DWA-A 161 03/2021

Permissible thrust force:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
Kind of calculation:	Reinforced concrete		
States to be calculated:	Construction and operational state		
Add sketch to print:	Yes		
Print minimum sectional forces in operating state:	Yes		

### 1.1 Input

#### 1.1.1 Jacking method

Method:	Microtunneling and manned methods		
Complete and permanent grouting of the annular gap:	No		
Using of proppant or lubricant:	No		
Annular gap:	Shield with fluid or slurry, and continuous annular gap support starting from shield		

#### 1.1.2 Routing and jacking force

Jacking route:	Straight line		
Calculation of the unplanned deviations from the nominal axis (straight track):	Without pilot jacking		
Combination coefficient for pipe's angular deflection:	ψ	0.80	[-]
Specification of jacking force:	No		
Free input of safety coefficient for the longitudinal direction:	No		
Monitored installation:	No		

#### 1.1.3 Pressure transfer ring (PTR)

Kind of thrust transfer:	With pressure transfer ring		
Type of dimensioning:	Pre-dimensioning		
Number of layers in PTR:	One layer		
Diameter of PTR:	Optimal dimensions		
Layer thickness:	s <sub>D1</sub>	20.00	mm
Calculation of Ecal:	Calculation via material from standard		
Material:	Flake board (P5, P7)		

#### 1.1.4 Soil mechanical values

Soil conditions:	Partly solid rock, partly granular soil		
Soil group around pipe:	G1		
Different soil group above pipe:	No		
Input of lateral pressure via:	Friction angle loose soil (φ')		
Modulus of deformation of rock:	E <sub>F</sub>	100.0	N/mm <sup>2</sup>
Bedding angle (solid rock, during jacking):	120°		
Bedding angle (solid rock, during operation):	120°		
Manual definition inner friction of soil:	No		
Manual entering of specific weight of soil:	No		

### 1.1.5 Soil

Application of silo theory:	Automatic
Manual specification of $\kappa$ and $\kappa 0$ :	No
Manual specification of $K1$ , $\delta$ and $c$ :	No
Compactness of the packing around pipe:	Dense to very dense
Taking concentration factor $\lambda F$ in account:	No

### 1.1.6 Loadings

Cover height:	h	23.0	m
Additional surface load:	$P_0$	20.00	kN/m <sup>2</sup>
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	9.0	m
Verification buoyancy:	Yes		
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Inner pressure (construction state):	$P_{I,C}$	0.0	bar
Inner pressure (operational state):	$P_{I,O}$	0.0	bar
Pipe is filled with liquid during jacking:	Yes		
Pipe is filled with liquid during operation:	Yes		
Specific weight of medium:	$\gamma_{WF}$	10.0	kN/m <sup>3</sup>
Traffic load:	No traffic		
Manual definition reduction ratio for dynamic load:	No		

### 1.1.7 Calculation options

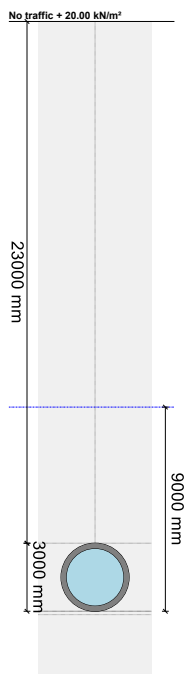
Buckling proof:	According to A 161
Deformation proof:	According to A 161
Admissible deflection according A161:	Yes
Dynamic proof:	Use standard
Minimum sectional forces according standard:	Yes
Comparison stress minimum sectional forces:	Use characteristic values

### 1.1.8 Reinforced concrete pipe

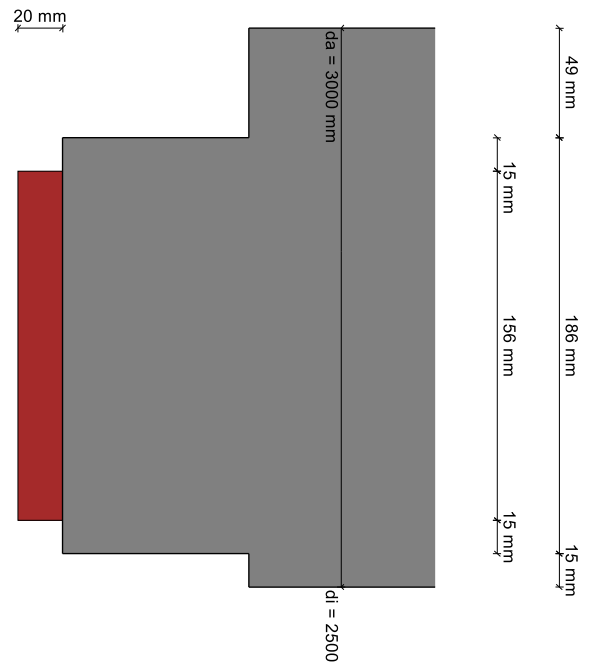
Choice of input:	Do - Di		
Outer diameter:	$d_a$	3,000	mm
Inner diameter:	$d_i$	2,500	mm
Concrete quality:	C50/60		
Longitudinal compressive strength according to:	DWA-A 161:2014, corrected version of September 2020		
Steel according to standard:	Yes		
Proof of crack width:	Yes		
View completed crack pattern:	Yes		
Admissible crack width:	$w_k$	0.20	mm
Perform equivalent stress proof:	Yes		
Manual input of Max fR:	No		
Calculate load class:	No		
Load cycle number manual:	No		
Young's modulus ratio manually:	No		
Pipe length:	$L_R$	2.30	m
Minimal outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm
Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
Manual value for $\Delta a_{cal}$ :	No		
Type:	Double layer		
External exposition class:	XC2: wet, rarely dry		
Exposure class inside:	XC2: wet, rarely dry		
Special measures:	No		
Distance of axial reinforcement according to standard:	Yes		
Order of inner reinforcement bars:	Axial bars within ring reinforcement		
Order of outer reinforcement bars:	Axial bars outside ring reinforcement		

Diameter of internal ring reinforcement:	$\varnothing_{rad,i}$	14	mm
Distance ring reinforcement internal:	$e_i$	150	mm
Diameter of external ring reinforcement:	$\varnothing_{rad,e}$	14	mm
Distance ring reinforcement external:	$e_e$	150	mm
Diameter of internal axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,i}$	10	mm
Number of axial rods internal:	$n_{ax,i}$	40	[-]
Diameter of external axial reinforcement:	$\varnothing_{ax,e}$	10	mm
Number of axial rods external:	$n_{ax,e}$	40	[-]
Nominal concrete cover inwards:	$c_{nom,i}$	40.0	mm
Nominal concrete cover outwards:	$c_{nom,e}$	40.0	mm
Define partial safety coefficients manually:	No		
Determine reinforcement quantity:	Do not determine		

### 1.1.8.1 System drawing



1.1.8.2 Front face with PTR



## 1.2 Results

### 1.2.1 Partial safety coefficients (impacts)

Partial safety factor for non-static loads (traffic loads), radial:	Y <sub>Q</sub>	1.50	[-]
Partial safety coefficient for inner pressure (pressure pipes > 0,5 bar):	Y <sub>F,Pi</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor for static loads, radial:	Y <sub>F</sub>	1.35	[-]
Partial safety factor for loads, longitudinal:	Y <sub>F,ax</sub>	1.30	[-]

### 1.2.2 Intermediate results pipe

Inner diameter:	d <sub>i</sub>	2,500.0	mm
Outer diameter:	d <sub>a</sub>	3,000.0	mm
Mean radius:	r <sub>m</sub>	1,375.00	mm
Wall thickness:	s	250.00	mm
Ratio radius to wall thickness:	r <sub>m</sub> /s	5.500	[-]

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14a)}$$

Curve correction factor, internal:	α <sub>ki</sub>	1.061	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{s}{3 \cdot r_m} \quad \text{A 127 (8.14b)}$$

Curve correction factor, external:	α <sub>ka</sub>	0.939	[-]
------------------------------------	-----------------	-------	-----

Local predeformation:	δ <sub>v,I</sub>	0.00	%
Predeformation (ovalisation before load):	δ <sub>v,A</sub>	0.00	%

Axially effected profile surface:	A <sub>ax</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Radial cross section:	A <sub>rad</sub>	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Distance of inertia:	e	125.00	mm
Moment of inertia:	I	1,302,0.33	mm <sup>4</sup> /mm

Outer moment of resistance:	W <sub>a</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Inner moment of resistance:	W <sub>i</sub>	10,416.67	mm <sup>3</sup> /mm
Surface ratio:	K <sub>Q</sub>	1.2	[-]

Minimum outer diameter:	d <sub>a,min</sub>	2,902	mm
Maximum inner diameter:	d <sub>i,max</sub>	2,530	mm
Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	Δ <sub>a,cal</sub>	8.0	mm

Length of the single jacking pipe:	LR	2.30	m
------------------------------------	----	------	---

#### 1.2.2.1 Material properties

Specific gravity:	Y <sub>R</sub>	25.0	kN/m <sup>3</sup>
Poissons ratio:	ν	0.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:	f <sub>ck,cyl</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic cube compressive strength:	f <sub>ck,cube</sub>	60.0	N/mm <sup>2</sup>

$$f_{cm} = f_{ck,cyl} + 8$$

Compressive strength:	f <sub>cm</sub>	58.0	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	f <sub>ctm</sub>	4.1	N/mm <sup>2</sup>

$$E_{cm} = 22 \cdot \left[ \frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.30} \cdot 100 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 1,000$$

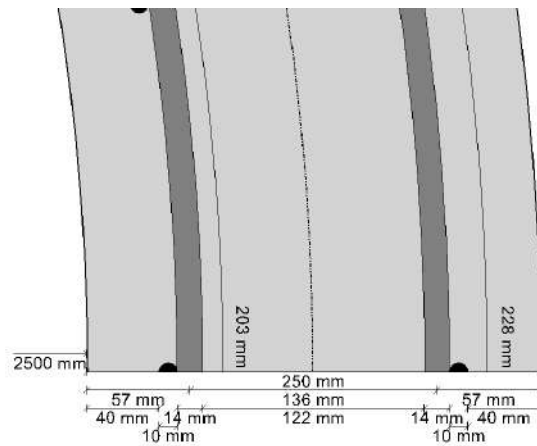
Average Young's modulus (secant modulus):	E <sub>cm</sub>	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	σ <sub>LD</sub>	50.0	N/mm <sup>2</sup>

### 1.2.2.2 Safety factors

The partial safety coefficient transverse to the pipe axis is set at 1.15 (instead of 1.1 or 1.13 according to DWA-A 161 Table 6) in accordance with DIN EN 1993-1-9 Table 3.1.

Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	Y <sub>M,ax</sub>	1.35	[-]
Local safety coefficient for component friction lateral to pipe axis:	Y <sub>M,rad</sub>	1.50	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability:	Y <sub>M,stab</sub>	1.85	[-]
Local safety coefficient for component friction longitudinal on stability regarding the pipe deformation:	Y <sub>M,stab,red</sub>	1.45	[-]
Partial safety factor bearing capacity concrete:	Y <sub>RC</sub>	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:	Y <sub>RS</sub>	1.15	[-]

### 1.2.2.3 Reinforced concrete pipe



		crown	springline	invert	
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
	$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	Z <sub>i</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$Z_e = \frac{h}{2} - c_{nom,e} - \varnothing_{ax,e} - \frac{\varnothing_{rad,e}}{2}$				
Lever outer ring reinforcement	Z <sub>e</sub>	68.0	68.0	68.0	mm
	$d_{iK} = \frac{h}{2} + Z_i$				
Static height inner reinforcement cage	d <sub>iK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
	$d_{eK} = \frac{h}{2} + Z_e$				
Static height outer reinforcement cage	d <sub>eK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
N according to DIN V 1201:			n	15.0	[-]



$$Z_{id} = \frac{z_i \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,i} - z_e \cdot n \cdot \text{vorh } a_{S,e}}{A_{id}}$$

$Z_{id}$	0.0	0.0	0.0	mm
----------	-----	-----	-----	----

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{S,i} + n \cdot \text{vorh } a_{S,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$I_{id} = \frac{h^3}{12} + h \cdot z_{id}^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,i} \cdot [z_i - z_{id}]^2 + n \cdot \text{vorh } a_{S,e} \cdot [z_e + z_{id}]^2$$

Ideal moment of inertia	$I_{id}$	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	1,444,4.2 45	mm <sup>4</sup> /mm
-------------------------	----------	-----------------	-----------------	-----------------	---------------------

$$W_{id,a} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} + z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, outside	$W_{id,a}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
-------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

$$W_{id,i} = \frac{I_{id}}{\frac{h}{2} - z_{id}}$$

Ideal moment of resistance, inside	$W_{id,i}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
------------------------------------	------------	-----------	-----------	-----------	---------------------

Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm
--------------------------------	-------------	------	------	------	----

Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm
---------------------------------	-------------	------	------	------	----

### 1.2.3 Proofs non load-dependent, reinforced concrete

#### 1.2.3.1 Minimal concrete quality according to the chosen exposure class

Minimal concrete quality, outwards: C16/20

Minimal concrete quality, inwards: C16/20

Concrete quality: C50/60

The minimum concrete quality is fulfilled.

#### 1.2.3.2 Proof of minimum wall thickness (DIN V 1201:2004-08 5.3.5.2)

Concrete quality: C50/60

Minimum value for ratio wall thickness / radius: 0.16 [-]  
Inner diameter:  $d_i$  2,500.0 mm

$$\text{min. } t = \frac{\text{min. } t/r_m}{2 - \text{min. } t/r_m} \cdot d_i$$

Calculated minimum wall thickness: min. t 217.4 mm

The minimum wall thickness according to DIN V 1201:2004-08, 5.3.5.2 is fulfilled.

#### 1.2.3.3 Proof of the minimum reinforcement (DIN V 1201:2004-08 5.3.7)

Existing ring reinforcement inside: vorh.  $a_{sring,i}$  10.26 cm<sup>2</sup>/m

$$\text{min. } a_{s,i} = 0.004 \cdot \text{min. } t \quad \text{DIN V 1201 5.3.7}$$

Minimum ring reinforcement inside according to DIN V 1201, 5.3.7: min.  $a_{s,i}$  8.70 cm<sup>2</sup>/m

Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
min. a <sub>s,e</sub> = 0.003 · min. t				DIN V 1201 5.3.7
Minimum ring reinforcement outside according to DIN V 1201, 5.3.7:		min. a <sub>s,e</sub>	6.52	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. a <sub>s</sub>	crown	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum reinforcement	min. a <sub>s</sub>	springline	10.26	cm <sup>2</sup> /m
		invert	10.26	cm <sup>2</sup> /m
			8.70	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (minimum reinforcement DIN)	U min. a <sub>s</sub>	84.7	63.5	84.7 %

The minimum reinforcement according DIN V 1201:2004-08, 5.3.7 is in range.

#### 1.2.3.4 Outer reinforcement proof (DIN V 1201:2004-08 5.2.6)

$$\text{vorh. } a_{\text{sring},i} = \left[ \frac{\varnothing_{\text{rad},i}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_i}$$

Existing ring reinforcement inside:		vorh. a <sub>sring,i</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
a <sub>s,e,60%i</sub> = 0.60 · vorh. a <sub>sring,i</sub>				
Minimum ring reinforcement outside (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e,60%i</sub>	6.16	cm <sup>2</sup> /m
Existing ring reinforcement outside:		vorh. a <sub>sring,e</sub>	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Minimum ring reinforcement outside, percentage (DIN V 1201, 5.2.6):		a <sub>s,e/i%</sub>	100.00	%

#### 1.2.3.5 Distance and number of longitudinal bars (DIN V 1201:2004-08 5.2.1)

Maximum target distance longitudinal reinforcement:		e <sub>L,max</sub>	333	mm
Number of axial rods internal:		n <sub>ax,i</sub>	40	[-]
Radius inside:		r <sub>i</sub>	1,295	mm
U <sub>Li,vor</sub> = 2 · r <sub>i</sub> · π				
Existing inner circumference axial reinforcement:		U <sub>Li,vor</sub>	8,137	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,i</sub>	203	mm
Existing axial reinforcement inner cage:		vorh a <sub>s,L,i</sub>	3.86	cm <sup>2</sup> /m
Number of axial rods external:		n <sub>ax,e</sub>	40	[-]
External radius at springline:		r <sub>e</sub>	1,455	mm
U <sub>Le,vor</sub> = 2 · r <sub>e</sub> · π				
Existing outer circumference axial reinforcement:		U <sub>Le,vor</sub>	9,142	mm
Existing distance axial reinforcement:		e <sub>L,vor,e</sub>	229	mm

$$\text{vorh } a_{S,L,e} = \left[ \frac{\varnothing_{ax,e}}{2} \right]^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{e_{L,vor,e}}$$

Existing axial reinforcement outer cage: vorh  $a_{S,L,e}$       3.44      cm<sup>2</sup>/m

The distance of axial reinforcement is sufficiently low.

### 1.2.3.6 Concrete cover (DIN V 1201:2004-08 5.2.2 bzw. 5.3.3)

A retention dimension of 10 mm is used (pipe according to DIN V 1201).

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

The required concrete cover outside was increased by 5 mm (jacking pipe).

		crown	springline	invert	
Required concrete cover outwards	erf. $C_{nom,e}$	30.0	30.0	30.0	mm
Nominal concrete cover outwards	$C_{nom,e}$	40.0	40.0	40.0	mm

The external concrete cover is sufficient.

The required concrete cover was reduced by 5 mm according to ISB worksheet 6: Selected strength class is at least two classes higher than the minimum concrete strength class.

		25.0	25.0	25.0	mm
Required concrete cover inwards	erf. $C_{nom,i}$				
Nominal concrete cover inwards	$C_{nom,i}$	40.0	40.0	40.0	mm

The internal concrete cover is sufficient.

### 1.2.3.7 Design of ring reinforcement for minimum sectional forces

$$\kappa_{min} = 1 + (0.5 - z_k/d_{a,min}) \geq 1 \quad (49)$$

Increasing coefficient for planned curves:

		Kmin	1.000	[-]
		crown 45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47a) 85.078	springline -45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47b) -85.078	invert 45·rm <sup>2</sup> ·kmin (47c) 85.078
Design moment for minimum dimensioning	$M_{d,min}$			kNm/m
		-135·rm·kmin (48a) -185.625	-270·rm·kmin (48b) -371.250	-135·rm·kmin (48c) -185.625
Design normal force for minimum dimensioning	$N_{d,min}$			kN/m

#### Ring reinforcement

$$z_i = \frac{h}{2} - C_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$$

Lever inner ring reinforcement  $z_i$       68.0      68.0      68.0      mm

$$M_{Ed,s,min} = |M_{d,min}| - z_i \cdot N_{d,min}$$

Dimensioning moment  $M_{Ed,s,min}$       97.701      110.323      97.701      kNm/m

$$\mu_{Ed,s} = |M_{Ed,s,min}| / (d^2 \cdot f_{cd})$$

Normalized dimensioning moment  $\mu_{Ed,s}$       0.0926      0.1045      0.0926      [-]

Necessary mechanical level of reinforcement  $\omega_{min}$       0.0975      0.1108      0.0975      [-]

Static height  $d$       0.193      0.193      0.193      m

$$\sigma_{s,d,min} = f_{yd}$$

Calculation value of steel ultimate flexural  $\sigma_{s,d,min}$       434.78      434.78      434.78      N/mm<sup>2</sup>

$$a_{s,calc,min} = \frac{\omega_{min} \cdot 1 \cdot d \cdot f_{cd} + N_{d,min}}{\sigma_{s,d,min}}$$

Calculated required reinforcement	$a_{s,calc,min}$	7.99	5.40	7.99	cm <sup>2</sup> /m
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement	$U a_{s,calc,min}$	77.8	52.6	77.8	%

The chosen reinforcement is sufficient.

### Comparison stress

The minimum sectional forces (calculated according to DWA-A 161, section 7.3) will be divided by 1.35 for the verification of serviceability DWA-A 161, section 9.4.3.2

Assumed moment (char.)	$M_{k,min}$	crown 63.021	springline -63.021	invert 63.021	kNm/m
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm

$$\sigma_{M,E,min} = \frac{|M_{k,min}|}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E,min}$	5.4537	5.4537	5.4537	N/mm <sup>2</sup>
Assumed normal force (char.)	$N_{k,min}$	-137.500	-275.000	-137.500	kN/m

$$A_{id} = h + 15 \cdot \text{vorh } a_{s,i} + n \cdot \text{vorh } a_{s,e}$$

Ideal cross-sectional area	$A_{id}$	2,807.88	2,807.88	2,807.88	cm <sup>2</sup> /m
----------------------------	----------	----------	----------	----------	--------------------

$$\sigma_{N,E,min} = \frac{N_{k,min}}{A_{id}}$$

Stress component from normal forces	$\sigma_{N,E,min}$	-0.4897	-0.9794	-0.4897	N/mm <sup>2</sup>
-------------------------------------	--------------------	---------	---------	---------	-------------------

$$\sigma_{bz,min} = \sigma_{M,E,min} + \sigma_{N,E,min}$$

Decisive tensile bending stress	$\sigma_{bz,min}$	4.9640	4.4743	4.9640	N/mm <sup>2</sup>
Stress ratio	$\sigma_{N,E,min}/\sigma_{M,E,min}$	-0.0898	-0.1796	-0.0898	[-]
Profile height	$h$	250.00	250.00	250.00	mm
Constant according to the DIN V 1201, Picture 9	$f_{R,min}$	1.08	0.99	1.08	[-]

$$\sigma_{VR,min} = f_{R,min} \cdot \sigma_{bz,min}$$

Comparison stress of the pipe under cracking force in condition I	$\sigma_{VR,min}$	5.34	4.42	5.34	N/mm <sup>2</sup>
---	-------------------	------	------	------	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:			$\max \sigma_{VR}$	6.00	N/mm <sup>2</sup>
Utilisation equivalent pipe stress (minimum design)	$U \sigma_{VR,min}$	89.0	73.6	89.0	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

### 1.2.4 Intermediate results for the soil

Specific weight of soil:	$\gamma_B$	20.0		kN/m <sup>3</sup>
Buoyant weight of soil:	$\gamma'_B$	11.0		kN/m <sup>3</sup>
Calculation value of the modulus of deformation $E_F$ :	$E_F$	100.00		N/mm <sup>2</sup>
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Bau}$	0.60		[-]
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Betrieb}$	1.00		[-]
Angle of inner friction above pipe:	$\phi'_1$	32.5		°
Stress exponent:	$z$	0.4		[-]

$$\delta/\varphi'_1 = \frac{\delta}{\varphi'_1}$$

Ratio:	$\delta/\varphi'_1$	1.00	[-]
Angle of wall friction:	$\delta$	32.50	°
Earth pressure ratio above pipe:	$K_1$	0.70	[-]

$$b = d_a \cdot \sqrt{3} \quad (7)$$

Influence width of soil above pipe:	b	5.20	m
-------------------------------------	---	------	---

$$\kappa = \frac{1 - e^{\left(-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta\right)}}{2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta} \quad (8)$$

Reduction factor earth load:	$\kappa$	0.248	[-]
------------------------------	----------	-------	-----

$$\kappa_0 = e^{\left(-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta\right)} \quad (9)$$

Reduction factor surface load:	$\kappa_0$	0.019	[-]
Remarks concerning silo theory:	Silo theory can be used.		
The consideration of concentration factor $\lambda F$ is necessary.:	Yes		
Concentration factor:	$\lambda$	1.000	[-]
Base value of earth pressure ratio below crown:	$K_{2,0}$	0.46	[-]

$$K_{2,Bau} = K_{2,0} \cdot f_{2,F,Bau} \leq K_{2,0} \leq 0.4 \quad (4)$$

Earth pressure ratio above pipe, construction state:	$K_{2,Bau}$	0.28	[-]
--	-------------	------	-----

$$K_{2,End} = K_{2,0} \cdot f_{2,F,Betrieb} + 0.1 \leq K_{2,0} \leq 0.5 \quad (4)$$

Earth pressure ratio above pipe, operational state:	$K_{2,End}$	0.46	[-]
---	-------------	------	-----

## 1.2.5 Construction state

### 1.2.5.1 Loads Construction state

$$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0 \quad (5b)$$

Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	101.242	kN/m <sup>2</sup>
--------------------------------------	----------	---------	-------------------

Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	101.242	kN/m <sup>2</sup>
--	----------	---------	-------------------

$$q_{Ges,v} = q_0 + p_T \quad (53)$$

Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	133.353	kN/m <sup>2</sup>
---	-------------	---------	-------------------

Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be $\cos^2$ - or $\sin^2$ -shaped.:	Yes		
--	-----	--	--

Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
---	--------------	-------	---

$$q_0 = \frac{3}{2 + K_2} \cdot q_{Ev} \quad (26)$$

Radial earth load on pipe during jacking:	$q_0$	133.353	kN/m <sup>2</sup>
---	-------	---------	-------------------

$$q_{0,h} = \left( q_0 + \frac{\gamma'_B \cdot d_a}{2} \right) \cdot K_2 \quad (34a)$$

Horizontal soil stress during jacking:	$q_{0,h}$	41.602	kN/m <sup>2</sup>
--	-----------	--------	-------------------

$$q_{Ges,h} = q_{0,h} + p_{Th} \quad (53)$$

Total horizontal soil stresses at pipe:  $q_{Ges,h}$  41.602 kN/m<sup>2</sup>

Inner gauge pressure:  $p_i$  0.000 bar

Outer gauge pressure above pipe crown:  $p_{a,Sc}$  0.600 bar

Pipe stiffness:  $S_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Pipe stiffness:  $\bar{S}_R$  18,672 kN/m<sup>2</sup>

Calculation value of the modulus of deformation  $E_F$ :  $E_F$  100.00 N/mm<sup>2</sup>

Loosening coefficient according to A161, table 15:  $f_{2,F,Bau}$  0.60 [-]

$$E_B = E_F \cdot f_{2,F,Bau} \quad (50)$$

Modulus of deformation of soil:  $E_B$  60.00 N/mm<sup>2</sup>

Earth pressure ratio below crown:  $K_2$  0.28 [-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:  $S_{Bh}$  36.00 N/mm<sup>2</sup>

$$V_{RB} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

For pipes made of reinforced concrete, concrete, vitrified clay and cast iron VRB must be put greater than 1,0 always.

System stiffness:  $V_{RB}$  1.1000 [-]

The pipe soil system behaves flexible.: No

#### 1.2.5.2 Section forces Construction state

Partial safety factor for static loads, radial:  $\gamma_F$  1.35 [-]

Partial safety factor for outer water pressure:  $\gamma_{F,W}$  1.00 [-]

Mean radius:  $r_m$  1,375.00 mm

Inner gauge pressure:  $p_i$  0.000 bar

Outer gauge pressure above pipe crown:  $p_{a,Sc}$  0.600 bar

Radial earth load on pipe during jacking:  $q_0$  133.353 kN/m<sup>2</sup>

Horizontal soil stress during jacking:  $q_{0,h}$  41.602 kN/m<sup>2</sup>

Vertical soil stress due to traffic load:  $p_T$  0.00 kN/m<sup>2</sup>

Horizontal soil stress due to traffic load:  $p_{Th}$  0.00 kN/m<sup>2</sup>

Total vertical soil stresses at pipe crown level:  $q_{Ges,v}$  133.353 kN/m<sup>2</sup>

Total horizontal soil stresses at pipe:  $q_{Ges,h}$  41.602 kN/m<sup>2</sup>

Moments:  $m_{q_0}$  crown 0.251 springline -0.253 invert 0.238 [-]

$$M_{q_{0v,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_0} \cdot q_0 \cdot r_m^2 \quad (24)$$

Vertical load due to earth coverage  $M_{q_{0v,d}}$  85.431 -86.111 81.006 kNm/m

$m_{p_T}$  0.251 -0.253 0.238 [-]

$$M_{p_{Tv,d}} = \gamma_Q \cdot m_{p_T} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load  $M_{p_{Tv,d}}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m

$m_{p_{Th}}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{p_{Th,d}} = \gamma_Q \cdot m_{p_{Th}} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2 \quad (31)$$

Horizontal load due to traffic  $M_{p_{Th,d}}$  0.000 0.000 0.000 kNm/m

$m_{q_h}$  -0.232 0.228 -0.187 [-]

$$M_{q_{h,d}} = \gamma_F \cdot m_{q_h} \cdot q_{0,h} \cdot r_m^2 \quad (33)$$

Horizontal load due to earth coverage  $M_{q_{h,d}}$  -24.634 24.210 -19.856 kNm/m

	$m_g$	0.347	-0.401	0.401	[-]	
						(37)
$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2$						
Dead weight	$M_{g,d}$	5.535	-6.397	6.397	kNm/m	
	$m_w$	0.174	-0.200	0.201	[-]	
						(39)
$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$						
Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$	6.106	-7.019	7.054	kNm/m	
	$m_a$	-0.174	0.200	-0.201	[-]	
						(41)
$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$						
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.523	5.199	-5.225	kNm/m	
						(43)
$M_{pw,d} = ((\gamma_F \cdot p_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$						
Water pressure	$M_{pw,d}$	-0.310	-0.310	-0.310	kNm/m	
	$m_{qh}^*$	-0.181	0.208	-0.181	[-]	
						(45a)
$M_{qEh^*,d} = \gamma_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$						
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
						(45b)
$M_{qTh^*,d} = \gamma_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2$						
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$						
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m	
Sum of moments	$\Sigma M_d$	67.604	-70.429	69.065	kNm/m	
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv, qh, qh^*, d}$	60.796	-61.902	61.150	kNm/m	
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst, d}$	6.808	-8.527	7.915	kNm/m	
Normal forces:						
	$n_{qo}$	crown 0.003	springline -1.000	invert -0.510	[-]	
						(25)
$N_{q0v,d} = \gamma_F \cdot n_{qo} \cdot q_0 \cdot r_m$						
Vertical load due to earth coverage	$N_{q0v,d}$	0.743	-247.536	-126.243	kN/m	
	$n_{pT}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]	
						(30)
$N_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m$						
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m	
	$n_{pTh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]	
						(32)
$N_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m$						
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m	
	$n_{qh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]	
						(34)
$N_{qh,d} = \gamma_F \cdot n_{qh} \cdot q_{0,h} \cdot r_m$						
Horizontal load due to earth coverage	$N_{qh,d}$	-74.135	0.000	-41.701	kN/m	
	$n_g$	0.177	-1.571	-1.769	[-]	
						(38)
$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$						
Dead weight	$N_{g,d}$	2.053	-18.226	-20.523	kN/m	
	$n_w$	0.588	0.215	0.616	[-]	
						(40)
$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$						

Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.008	5.488	15.722	kN/m
	$m_a$	-0.588	-0.215	-0.616	[-]
	$N_{a,d} = Y_{F,W} \cdot m_a \cdot Y_W \cdot r_m^2$				(42)
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.117	-4.065	-11.646	kN/m
	$N_{pw,d} = (Y_F \cdot p_i \cdot r_i) - (Y_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$				(44)
Water pressure	$N_{pw,d}$	-90.000	-90.000	-90.000	kN/m
Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-157.448	-354.339	-274.391	kN/m
	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{q0v,d} + N_{pTv,d} + N_{qh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$				
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-73.392	-247.536	-167.944	kN/m
	$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$				
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-84.056	-106.803	-106.447	kN/m
<b>1.2.5.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$				
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$				
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
		crown	springline	invert	
Sum of moments	$M_E$	48.824	-50.902	49.724	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	67.604	-70.429	69.065	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-142.844	-286.860	-229.605	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-157.448	-354.339	-274.391	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
	$Z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$				
Lever inner ring reinforcement	$Z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
	$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot Z_{s1}$				
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	78.311	94.524	87.724	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
	$\mu_{Ed,s} = \frac{ M_{Ed,s} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$				
Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0742	0.0896	0.0831	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0773	0.0941	0.0870	[-]
	$\sigma_{s,d} = f_{yd}$				



Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
---	----------------	--------	--------	--------	-------------------

$$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$$

Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	6.11	3.69	4.64	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	U $a_{s,calc}$	59.5	35.9	45.2	%

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.5.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

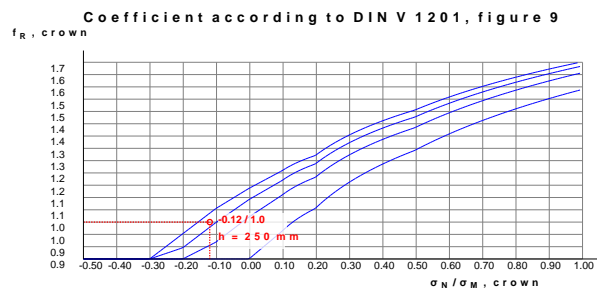
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	crown 11,555.56	springline 11,555.56	invert 11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
--	----------	--------------------	-------------------------	---------------------	---------------------

$$|\sigma_{M,E}| = \frac{M_E}{W_{id}}$$

Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	4.2252	4.4050	4.3030	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.5087	-1.0216	-0.8177	N/mm <sup>2</sup>

$$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$$

Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	3.7164	3.3833	3.4853	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.1204	-0.2319	-0.1900	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	1.05	0.95	0.98	[-]
---	-------	------	------	------	-----

$$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$$

Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	3.89	3.20	3.40	N/mm <sup>2</sup>
--	---------------	------	------	------	-------------------

Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$		4.1	N/mm <sup>2</sup>
---	-----------	--	-----	-------------------

$$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$$

Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:	$\max \sigma_{VR}$		6.00	N/mm <sup>2</sup>
---	--------------------	--	------	-------------------

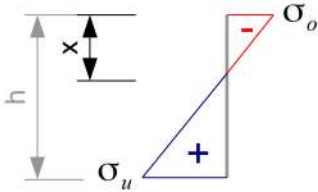
$$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$$

Utilisation equivalent pipe stress	U $\sigma_{VR}$	64.8	53.3	56.7	%
------------------------------------	-----------------	------	------	------	---

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

#### 1.2.5.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:			b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):			E <sub>cm</sub>	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:			E <sub>s</sub>	200,000	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$					
Ratio of Young's moduli:			$\alpha_e$	5.37	[-]
$f_{ct,eff} = f_{ctm}$					
Effective tensile strength of concrete (without minimum):			f <sub>ct,eff</sub>	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
Relevant steel diameter	d <sub>s</sub>	14.00	14.00	14.00	mm
$\text{vorh } a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$					
Existing reinforcement internal cage	vorh a <sub>s,i</sub>	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$					
Static height inner reinforcement cage	d <sub>iK</sub>	193.0	193.0	193.0	mm
$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$					
Distance to centroid state I	z <sub>s1</sub>	68.00	68.00	68.00	mm
$z = 0.90 \cdot d_{iK}$					
Inner lever for crack width proof (~0.9d)	z	173.70	173.70	173.70	mm
$\sigma_o = N/A - M/W$ $\sigma_u = N/A + M/W$ $W = h^2/6$				$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$ $x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$	
Height of compression zone state I	x	140.24	154.35	149.05	mm
$d_1 = h - d_{iK}$					
Distance between axis and edge under tension	d <sub>1</sub>	57.00	57.00	57.00	mm
$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$					
Minimum height of the tension zone	2*d <sub>1</sub>	114.00	114.00	114.00	mm
$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$					
Calculated height of the tension zone	h <sub>Grenz</sub>	36.59	31.88	33.65	mm
DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from (h-x)/3 to (h-x)/2, since the reinforcement is located outside the effective range (h-x)/3 at at least one point in the cross-section.					
$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$					
Effective height of the impact area	h <sub>C,ef</sub>	54.88	47.82	50.48	mm

$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$					
Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	548.81	478.24	504.75	cm <sup>2</sup>
Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 48.82	Springline -50.90	Bottom 49.72	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-142.84	-286.86	-229.61	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	58.54	70.41	65.34	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{vorh\ a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	189.19	115.45	142.80	N/mm <sup>2</sup>
$eff\ \rho = \frac{vorh\ a_{S,i}}{A_{C,eff}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$eff\ \rho$	18.70	21.46	20.33	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,eff}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	180.70	110.27	136.39	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot eff\ \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	207.97	181.22	191.27	mm
$s_{r,max} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,max}$	180.70	110.27	136.39	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,eff}}{eff\ \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot eff\ \rho)}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.47	0.15	0.27	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.57	0.35	0.43	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.57	0.35	0.43	‰
$vorh\ w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, total load	$vorh\ w_k$	0.103	0.038	0.058	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{vorh\ w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	51.3	19.1	29.2	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

1.2.5.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

		Crown	Springline	Bottom	
Impacting moment	$M_{d,0}$	63.02	-63.02	63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m
$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$					
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_s}$					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_s}$					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$					
Calculated crack width, minimum dimension	$\text{vorh } w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

## 1.2.6 Proof of admissibility of jacking force

### 1.2.6.1 Pipe

Minimal wall thickness of pipe:	$t_{R,min}$	186.0	mm
Relevant area of force transferring area:	$A_R$	15,870.572	cm <sup>2</sup>
Characteristic value of axial compressive strength:	$\sigma_{LD}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]
Characteristic strength of pipe material.:	$f_k$	50.00	N/mm <sup>2</sup>
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	$f_{tm}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Characteristic value of Young's modulus in axial direction:	$E_{R,ax}$	37,277.9	N/mm <sup>2</sup>
Local safety coefficient for component friction longitudinal to pipe axis:	$\gamma_{M,ax}$	1.35	[-]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_{M,ax}} \quad (100)$$

Design value of pipe strength:	$f_d$	37.04	N/mm <sup>2</sup>
--------------------------------	-------	-------	-------------------

### 1.2.6.2 Angular deviation

Minimal planned radius of jacking route:	$R_{Plan}$	+∞	m
Length of the single jacking pipe:	$L_R$	2.30	m

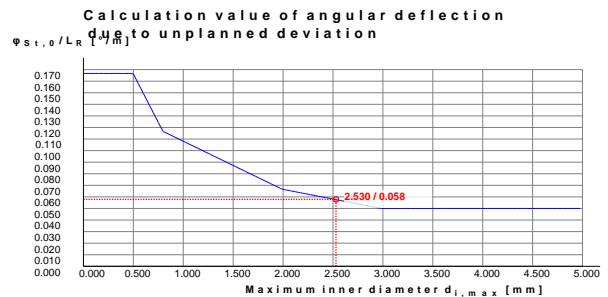
$$\varphi_R = \arctan\left(\frac{L_R}{R_{Plan}}\right) \quad (93)$$

Calculated angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
---	-------------	-------	---

$\varphi_R$  was assumed as 0°, as for  $\varphi_R < 0,05^\circ$  the route is considered to be straight.

Angular deflection due to the planned curve:	$\varphi_R$	0.000	°
--	-------------	-------	---

Maximum inner diameter:	$d_{i,max}$	2,530	mm
-------------------------	-------------	-------	----



Calculation value of angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St,0}/L_R$	0.058	°/m
---	----------------------	-------	-----

$$\varphi_{St} = \varphi_{St,0}/L_R \cdot L_R + 0,0625^\circ \geq 0 \quad (94)$$

Angular deflection due to unplanned deviation:	$\varphi_{St}$	0.196	°
--	----------------	-------	---

Nominal diameter:	DN	2,500	mm
-------------------	----	-------	----

Max. deviation of the abutting faces of pipes from perpendicular to the pipe axis in a pipe joint:	$\Delta_{a,cal}$	8.0	mm
--	------------------	-----	----

Minimum outer diameter:	$d_{a,min}$	2,902	mm
-------------------------	-------------	-------	----

$$\varphi_{\Delta a,cal} = \arctan\left(\frac{\Delta_{a,cal}}{d_{a,min}}\right) \quad (96)$$

Angular deflection due to deviation of the pipe area from perpendicular to the pipe axis:	$\varphi_{\Delta a,cal}$	0.158	°
---	--------------------------	-------	---

Combination coefficient for pipe's angular deflection:	$\psi$	0.80	[-]
--	--------	------	-----

$$\varphi_{ges} = \varphi_R + \text{MAX}[\psi \cdot (\varphi_{St} + \varphi_{\Delta a,cal}); \varphi_{St}; \varphi_{\Delta a,cal}] \quad (92)$$

Total angular deflection at a pipe joint:	$\varphi_{ges}$	0.283	°
---	-----------------	-------	---

1.2.6.3 Deformation of pressure transfer ring

Pressure transfer ring (PTR, aka DÜR)

Flake board (P5, P7)

Outer diameter of PTR:

$d_{a,DÜR}$  2,872.2 mm

Inner diameter of the PTR:

$d_{i,DÜR}$  2,559.8 mm

Outer edge distance of PTR:

$a_{a,DÜR}$  14.9 mm

Inner edge distance of PTR:

$a_{i,DÜR}$  14.9 mm

Width of PTR:

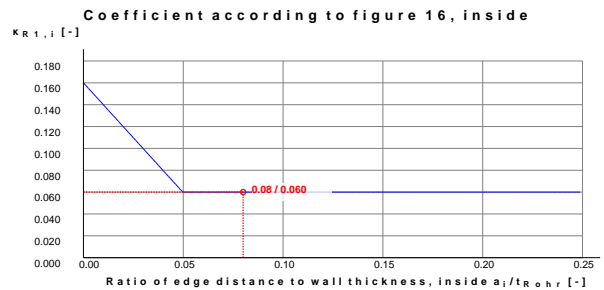
$t_{DÜR}$  156.2 mm

Minimal wall thickness of pipe:

$t_{R,min}$  186.0 mm

$$K_t = \frac{t_{R,min}}{t_{DÜR}} \quad (99)$$

Ratio  $t_{DÜR}$  to  $t_{Rohr}$ :  $K_t$  1.190 [-]

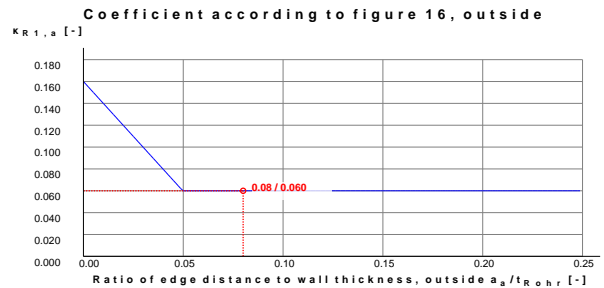


Ratio of edge distance to wall thickness, inside:

$a_i/t_{Rohr}$  0.080 [-]

Coefficient according to figure 16, inside:

$K_{R1,i}$  0.060 [-]



Ratio of edge distance to wall thickness, outside:

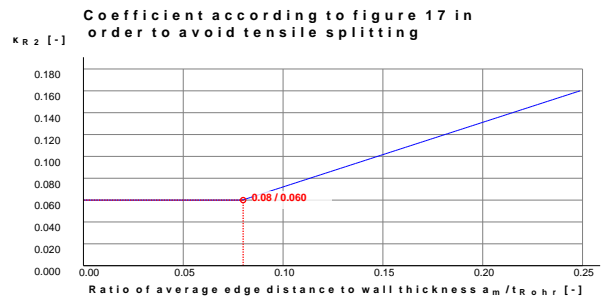
$a_a/t_{Rohr}$  0.080 [-]

Coefficient according to figure 16, outside:

$K_{R1,a}$  0.060 [-]

$$K_{R1} = \max(K_{R1,i}, K_{R1,a})$$

Coefficient according to figure 16 in order to avoid spalling:  $K_{R1}$  0.060 [-]



Ratio of average edge distance to wall thickness:

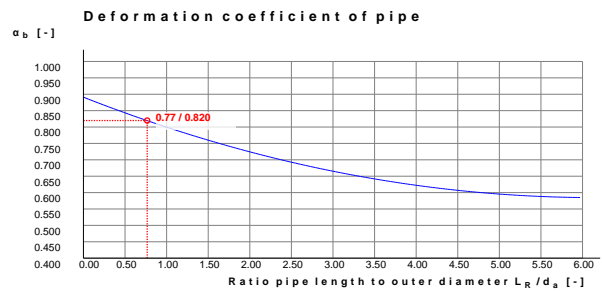
$a_m/t_{Rohr}$  0.080 [-]

Coefficient according to figure 17 in order to avoid tensile splitting:

$K_{R2}$  0.060 [-]

$$K_R = \max(K_{R1}, K_{R2})$$

Coefficient according to figures 16/17, used value:	K <sub>R</sub>	0.060	[-]
Mean tensile strength of pipe material in ring direction:	f <sub>tm</sub>	4.07	N/mm <sup>2</sup>
$\alpha_{D,T} = \frac{f_{tm}}{f_k} \cdot \frac{1}{K_R} \quad (98)$			
Coefficient for permissible compressive stress:	α <sub>D,T</sub>	1.000	[-]
$\sigma_{cal} = \alpha_{D,T} \cdot K_t \cdot f_d \quad (97)$			
Highest permissible compressive stress, effective in pipe joint:	σ <sub>cal</sub>	44.09	N/mm <sup>2</sup>
Estimated thrust force, control variable:	F <sub>j</sub>	9,528	kN
$\sigma_{0DÜR} = \frac{F_j}{A_{DÜR}}$			
Evenly distributed stress in the PTR:	σ <sub>0DÜR</sub>	7.15	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_I = 2 \cdot \sigma_{0DÜR} \quad (107)$			
Relevant stress of preload:	σ <sub>I</sub>	14.29	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_I / \sigma_{cal} = \frac{\sigma_I}{\sigma_{cal}}$			
Percentage of preload:	σ <sub>I</sub> /σ <sub>cal</sub>	32.4	%
<b>1.2.6.4 Deformation of pressure transfer ring</b>			
<i>Layer 1</i>			
Flake board (P5, P7)			
Layer thickness:	s <sub>d</sub>	20.00	mm
$E_{cal} = \left( \sigma_{cal} \cdot 83.6(\sigma_I/\sigma_{cal})^{1.5} - 1284.53 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal}) + 6108.7 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^2 - 14090 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^3 + 0.52235 + 10130 \cdot (\sigma_I/\sigma_{cal})^4 \right) \cdot (0.0305 \cdot s_d + 0.4835) \quad (109)$			
Stiffness of the layer:	E <sub>cal</sub>	588.62	N/mm <sup>2</sup>
$\Delta s_{DÜR,S,1} = s_{d,1} \cdot \left( \frac{\sigma_{cal}}{E_{cal}} \right)^{0.5} \cdot \frac{d_{a,min}}{d_{a,DÜR}} \quad (102 / 111)$			
Deformation component of the layer:	Δs <sub>DÜR,S</sub>	5.5	mm
<b>1.2.6.5 Deformation of pipe</b>			
$\sigma_{max} = \sigma_{cal} \cdot \frac{t_{DÜR}}{t_{R,min}} \quad (103b)$			
$\sigma_{max} = \frac{\sigma_{cal} \cdot t_{DÜR}}{t_{R,min}}$			
Calculated compressive stress in pipe material:	σ <sub>max</sub>	37.04	N/mm <sup>2</sup>



$$L_R/d_a = \frac{L_R}{d_a}$$

Ratio pipe length to outer diameter:

$L_R/d_a$  0.77 [-]

$$\alpha_b = 0.008 \cdot \left[ \frac{L_R}{d_a} \right]^2 - 0.099 \cdot \frac{L_R}{d_a} + 0.891 \quad (105)$$

Deformation coefficient of pipe:

$\alpha_b$  0.820 [-]

$$\alpha_\varphi = \varphi_R - 0.05 \leq 1 \ \& \ \geq 0$$

Coefficient:

$\alpha_\varphi$  0.000 [-]

$$K_{ab} = \alpha_b - (\alpha_b - 0.5) \cdot (1 - \alpha_\varphi) \quad (104)$$

Deformation factor of pipe:

$K_{ab}$  0.500 [-]

$$\Delta S_R = \frac{\sigma_{\max} \cdot K_{ab} \cdot L_R}{E_{R,ax}} \quad (103a)$$

Deflection component of jacking pipe:

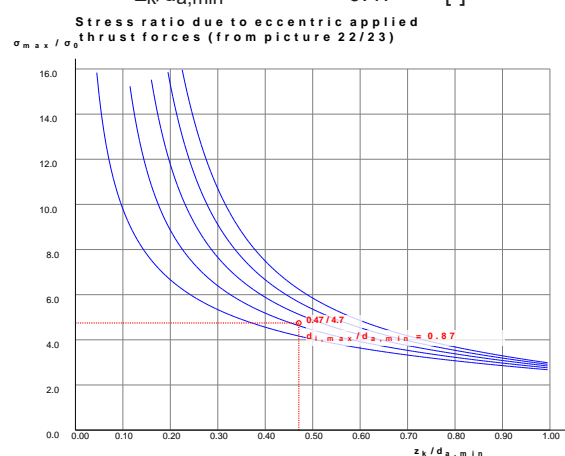
$\Delta S_R$  1.1 mm

Result

$$z_k/d_{a,min} = \frac{\Delta S_{DÜR} + \Delta S_R}{\tan(\varphi_{ges}) \cdot d_{a,DÜR}} \leq 1 \quad (101)$$

Joint gap dimension:

$z_k/d_{a,min}$  0.47 [-]



Stress ratio due to eccentric applied thrust forces (from picture 22/23):

$\sigma_{\max} / \sigma_0$  4.75 [-]

$$A_R = \frac{(d_{a,min}^2 - d_{i,max}^2) \cdot \pi}{4}$$

Relevant area of force transferring area:

$A_R$  15,870.572 cm<sup>2</sup>



Partial safety factor for loads, longitudinal:	$\gamma_{F,ax}$	1.30	[-]
$F_j = \frac{A_R \cdot \sigma_{max}}{\sigma_{max} / \sigma_0 \cdot \gamma_{F,ax}} \quad (113)$			
Permissible thrust force:	$F_j$	9,528	kN
$\sigma_{x,d} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_R} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0 \quad (113)$			
Axial stress, Design value acting in the spigot end:	$\sigma_{x,d}$	-37.04	N/mm <sup>2</sup>
$A_{R,0} = \frac{\left( \left[ d_i + 2 \cdot A_{ax} \right]^2 - d_i^2 \right) \cdot \pi}{4}$			
Area for axial pressure beyond coupling zone:	$A_{R,0}$	21,598.45	cm <sup>2</sup>
$\sigma_{x,d,0} = -1 \cdot \gamma_{F,ax} \cdot \frac{F_j}{A_{R,0}} \cdot \sigma_{max} / \sigma_0 \quad (113)$			
Axial stress in the pipe. Design value:	$\sigma_{x,d,0}$	-27.21	N/mm <sup>2</sup>
<b>1.2.6.6 Interaction - equivalent stress proof shaft</b>			
The equivalent stress proof is not required for rigid pipes.			
<b>1.2.7 Operating state</b>			
<b>1.2.7.1 Loads Operating state</b>			
$p_{Ev} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot (h - h_{GW} + d_a) + \kappa \cdot \gamma'_B \cdot (h_{GW} - d_a) + \kappa_0 \cdot P_0 \quad (5b)$			
Vertical soil stress at crown level:	$p_{Ev}$	101.242	kN/m <sup>2</sup>
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	101.242	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,v} = p_{Ev} + p_T \quad (53)$			
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	101.242	kN/m <sup>2</sup>
Distribution of earth pressure at the pipe is assumed to be cos <sup>2</sup> - or sin <sup>2</sup> -shaped.:	No		
Ground water level in the upper half of the pipe:	$h_{GW,oRh}$	3.000	m
$q_{Eh} = \left( p_{Ev} + \gamma_B \cdot (d_a - h_{GW,oRh}) + \gamma'_B \cdot \left( h_{GW,oRh} - \frac{d_a}{2} \right) \right) \cdot K_2$			
Horizontal soil stress at pipe:	$q_{Eh}$	54.48	kN/m <sup>2</sup>
$q_{Ges,h} = q_{Eh} + p_{Th} \quad (53)$			
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	54.479	kN/m <sup>2</sup>
Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.600	bar
Pipe stiffness:	$S_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Pipe stiffness:	$\bar{S}_R$	18,672	kN/m <sup>2</sup>
Calculation value of the modulus of deformation EF:	$E_F$	100.00	N/mm <sup>2</sup>
Loosening coefficient according to A161, table 15:	$f_{2,F,Betrieb}$	1.00	[-]

$$E_B = E_F \cdot f_{2,F,Betrieb} \quad (50)$$

Modulus of deformation of soil:	$E_B$	100.00	N/mm <sup>2</sup>
Earth pressure ratio below crown:	$K_2$	0.46	[-]

$$S_{Bh} = 0.60 \cdot E_B \quad (18)$$

Stiffness of bedding:	$S_{Bh}$	60.00	N/mm <sup>2</sup>
-----------------------	----------	-------	-------------------

$$V_{RB,LK} = \frac{\bar{S}_R}{S_{Bh}} \quad (14)$$

For pipes made of reinforced concrete, concrete, vitrified clay and cast iron VRB must be put greater than 1,0 always.

System stiffness:	$V_{RB}$	1.1000	[-]
The pipe soil system behaves flexible.:	No		

### 1.2.7.2 Section forces Operating state

Partial safety factor for static loads, radial:	$\gamma_F$	1.35	[-]
Partial safety factor for outer water pressure:	$\gamma_{F,W}$	1.00	[-]
Mean radius:	$r_m$	1,375.00	mm

Inner gauge pressure:	$p_i$	0.000	bar
Outer gauge pressure above pipe crown:	$p_{a,Sc}$	0.600	bar
Effective vertical stress at pipe crown level:	$q_{Ev}$	101.242	kN/m <sup>2</sup>
Horizontal soil stress at pipe:	$q_{Eh}$	54.48	kN/m <sup>2</sup>
Vertical soil stress due to traffic load:	$p_T$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Horizontal soil stress due to traffic load:	$p_{Th}$	0.00	kN/m <sup>2</sup>
Total vertical soil stresses at pipe crown level:	$q_{Ges,v}$	101.242	kN/m <sup>2</sup>
Total horizontal soil stresses at pipe:	$q_{Ges,h}$	54.479	kN/m <sup>2</sup>

Moments:		crown	springline	invert	
	$m_{pEv}$	0.251	-0.253	0.238	[-]

$$M_{pEvd} = \gamma_F \cdot m_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m^2 \quad (27)$$

Vertical load due to earth coverage	$M_{pEv,d}$	64.860	-65.376	61.500	kNm/m
	$m_{pT}$	0.251	-0.253	0.238	[-]

$$M_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot m_{pT} \cdot p_T \cdot r_m^2 \quad (29)$$

Vertical load due to traffic load	$M_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$m_{pTh}$	-0.232	0.228	-0.187	[-]

$$M_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot m_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m^2 \quad (31)$$

Horizontal load due to traffic	$M_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
	$m_{pEh}$	-0.232	0.228	-0.187	[-]

$$M_{pEh,d} = \gamma_F \cdot m_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m^2 \quad (35)$$

Horizontal load due to earth coverage	$M_{pEh,d}$	-32.260	31.703	-26.002	kNm/m
	$m_g$	0.347	-0.401	0.401	[-]

$$M_{g,d} = \gamma_F \cdot m_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2 \quad (37)$$

Dead weight	$M_{g,d}$	5.535	-6.397	6.397	kNm/m
	$m_w$	0.174	-0.200	0.201	[-]

$$M_{w,d} = \gamma_F \cdot m_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^3 \quad (39)$$

Waterfilling upto crown	$M_{w,d}$	6.106	-7.019	7.054	kNm/m
	$m_a$	-0.174	0.200	-0.201	[-]

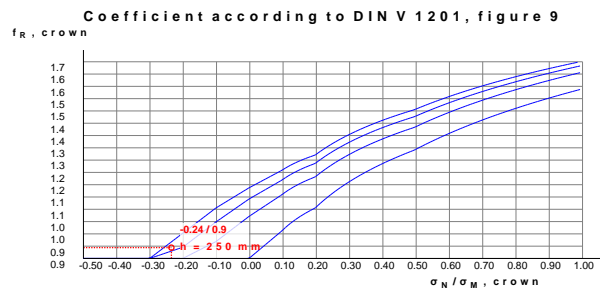
$M_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^3$					(41)
Bouyancy (outer water level upto crown)	$M_{a,d}$	-4.523	5.199	-5.225	kNm/m
$M_{pw,d} = ((\gamma_F \cdot p_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a)) \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left( \frac{1}{2} - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \cdot \frac{r_a}{r_i} \right)$					(43)
Water pressure	$M_{pw,d}$	-0.310	-0.310	-0.310	kNm/m
	$m_{qh}^*$	-0.181	0.208	-0.181	[-]
$M_{qEh^*,d} = \gamma_F \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Eh}^* \cdot r_m^2$					(45a)
Bedding reaction pressure due to earth load	$M_{qEh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qTh^*,d} = \gamma_Q \cdot m_{qh}^* \cdot q_{Th}^* \cdot r_m^2$					(45b)
Bedding reaction pressure due to traffic load	$M_{qTh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
$M_{qh^*,d} = M_{qTh^*,d} + M_{qEh^*,d}$					
Bedding reaction pressure	$M_{qh^*,d}$	0.000	0.000	0.000	kNm/m
Sum of moments	$\Sigma M_d$	39.408	-42.200	43.413	kNm/m
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma M_{qv,qh,qh^*,d}$	32.600	-33.673	35.498	kNm/m
Sum due to other loads	$\Sigma M_{sonst,d}$	6.808	-8.527	7.915	kNm/m
Normal forces:		crown	springline	invert	
	$n_{pEv}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]
$N_{pEv,d} = \gamma_F \cdot n_{pEv} \cdot q_{Ev} \cdot r_m$					(28)
Vertical load due to earth coverage	$N_{pEv,d}$	0.564	-187.931	-95.845	kN/m
	$n_{pT}$	0.003	-1.000	-0.510	[-]
$N_{pTv,d} = \gamma_Q \cdot n_{pT} \cdot p_T \cdot r_m$					(30)
Vertical load due to traffic	$N_{pTv,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pTh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]
$N_{pTh,d} = \gamma_Q \cdot n_{pTh} \cdot p_{Th} \cdot r_m$					(32)
Horizontal load due to traffic	$N_{pTh,d}$	0.000	0.000	0.000	kN/m
	$n_{pEh}$	-0.960	0.000	-0.540	[-]
$N_{pEh,d} = \gamma_F \cdot n_{pEh} \cdot q_{Eh} \cdot r_m$					(36)
Horizontal load due to earth coverage	$N_{pEh,d}$	-97.082	0.000	-54.609	kN/m
	$n_g$	0.177	-1.571	-1.769	[-]
$N_{g,d} = \gamma_F \cdot n_g \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m$					(38)
Dead weight	$N_{g,d}$	2.053	-18.226	-20.523	kN/m
	$n_w$	0.588	0.215	0.616	[-]
$N_{w,d} = \gamma_F \cdot n_w \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$					(40)
Waterfilling upto crown	$N_{w,d}$	15.008	5.488	15.722	kN/m
	$m_a$	-0.588	-0.215	-0.616	[-]
$N_{a,d} = \gamma_{F,W} \cdot m_a \cdot \gamma_W \cdot r_m^2$					(42)
Bouyancy (outer groundwater level upto crown)	$N_{a,d}$	-11.117	-4.065	-11.646	kN/m
$N_{pw,d} = (\gamma_F \cdot p_i \cdot r_i) - (\gamma_{F,W} \cdot P_a \cdot r_a)$					(44)
Water pressure	$N_{pw,d}$	-90.000	-90.000	-90.000	kN/m

Sum of normal forces	$\Sigma N_d$	-180.574	-294.734	-256.900	kN/m
$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d} = N_{pEv,d} + N_{pTv,d} + N_{pEh,d} + N_{pTh,d} + N_{qh^*,d}$					
Sum due to earth and traffic loads	$\Sigma N_{qv,qh,qh^*,d}$	-96.518	-187.931	-150.453	kN/m
$\Sigma N_{sonst,d} = N_{g,d} + N_{w,d} + N_{a,d} + N_{pw,d}$					
Sum due to other loads	$\Sigma N_{sonst,d}$	-84.056	-106.803	-106.447	kN/m
<b>1.2.7.3 Design of ring reinforcement</b>					
Partial safety factor bearing capacity concrete:			YRC	1.50	[-]
Partial safety factor bearing capacity steel:			YRS	1.15	[-]
Characteristic cylinder compressive strength:			$f_{ck,cyl}$	50.0	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck,cyl}}{YRC}$					
Design value concrete:			$f_{cd}$	28.33	N/mm <sup>2</sup>
Nominal yield strength:			$f_{yk}$	500	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{YRS}$					
Design value reinforcement:			$f_{yd}$	434.78	N/mm <sup>2</sup>
Sum of moments	$M_E$	crown 27.938	springline -29.992	invert 30.723	kNm/m
Sum of moments including partial safety coefficients	$M_{E,d}$	39.408	-42.200	43.413	kNm/m
Sum normal force	$N_E$	-159.974	-242.709	-216.649	kN/m
Sum normal force including partial safety coefficients	$N_{E,d}$	-180.574	-294.734	-256.900	kN/m
Design:		crown	springline	invert	
$z_i = \frac{h}{2} - c_{nom,i} - \varnothing_{ax,i} - \frac{\varnothing_{rad,i}}{2}$					
Lever inner ring reinforcement	$z_i$	68.0	68.0	68.0	mm
$M_{Ed,s} =  M_{E,d}  - N_{E,d} \cdot z_{s1}$					
Dimensioning moment for plate's design	$M_{Ed,s}$	51.687	62.242	60.882	kNm/m
Static height	$d$	0.193	0.193	0.193	m
$\mu_{Ed,s} = \frac{ M_{Ed,s} }{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$					
Standardised dimensioning moment	$\mu_{Ed,s}$	0.0490	0.0590	0.0577	[-]
Necessary mechanical level of reinforcement	$\omega$	0.0504	0.0610	0.0596	[-]
$\sigma_{s,d} = f_{yd}$					
Calculation value of steel's ultimate flexural stress	$\sigma_{s,d}$	434.78	434.78	434.78	N/mm <sup>2</sup>
$a_{s,calc} = \frac{\omega \cdot d \cdot f_{cd} + N_{E,d}}{\sigma_{s,d}}$					
Existing reinforcement	vorh. $a_s$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
Required reinforcement (design)	$a_{s,calc}$	2.19	0.89	1.59	cm <sup>2</sup> /m
Utilisation reinforcement (design)	U $a_{s,calc}$	21.3	8.7	15.5	%

The chosen reinforcement is sufficient.

#### 1.2.7.4 Verification in Serviceability Limit State (DIN V 1201:2004-08 5.2.5)

		crown	springline	invert	
Ideal moment of resistance, tension side	$W_{id}$	11,555.56	11,555.56	11,555.56	mm <sup>3</sup> /mm
	$ \sigma_{M,E}  = \frac{M_E}{W_{id}}$				
Flectural stress portion from bending moments	$\sigma_{M,E}$	2.4177	2.5954	2.6587	N/mm <sup>2</sup>
Tensional stress proportion due to normal forces	$\sigma_{N,E}$	-0.5697	-0.8644	-0.7716	N/mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{bz} = \sigma_{M,E} + \sigma_{N,E}$				
Decisive flexural tensile stress	$\sigma_{bz}$	1.8480	1.7311	1.8871	N/mm <sup>2</sup>
Tension ratio	$\sigma_N/\sigma_M$	-0.2356	-0.3330	-0.2902	[-]
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm



Coefficient according to DIN V 1201, figure 9	$f_R$	0.94	0.90	0.91	[-]
	$\sigma_{VR} = f_R \cdot \sigma_{bz}$				
Pipe equivalent stress due to crack force, state I	$\sigma_{VR}$	1.74	1.56	1.71	N/mm <sup>2</sup>
Average ultimate flexural tensile stress:	$f_{ctm}$		4.1		N/mm <sup>2</sup>
	$\max \sigma_{VR} = \max \sigma_{VR} = \sigma_R$				
Maximum pipe equivalent stress acc. DIN V 1201:	$\max \sigma_{VR}$		6.00		N/mm <sup>2</sup>
	$U \sigma_{VR} = \frac{\sigma_{VR}}{\max \sigma_{VR}}$				
Utilisation equivalent pipe stress	$U \sigma_{VR}$	29.0	26.0	28.5	%

The verification in Serviceability Limit State is fulfilled.

#### 1.2.7.5 Verification of crack width due to Total load to DIN EN 1992-1-1

The determination of stresses and deformations is generally based on non-cracked cross-sections (condition I) if the bending tensile stress does not exceed  $f_{ct,eff}$  (EC 2-1-1, 7.3.2 (3)). All actions are assumed to be using  $\gamma = 1.0$  and  $\psi_{0,i}$ . This corresponds to a characteristic level with simultaneous occurrence of all existing actions. Design values can be understood as char. values.

Width of the cross section:	b	1,000.00	mm
Average Young's modulus (secant modulus):	$E_{cm}$	37,278	N/mm <sup>2</sup>
Young's modulus reinforcement:	$E_s$	200,000	N/mm <sup>2</sup>

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

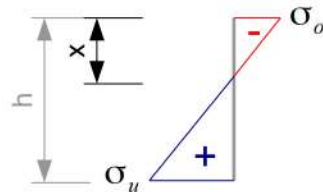
Ratio of Young's moduli:	$\alpha_e$	5.37	[-]
--------------------------	------------	------	-----

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$					
Effective tensile strength of concrete (without minimum):			$f_{ct,eff}$	4.07	N/mm <sup>2</sup>
Profile height	h	250.00	250.00	250.00	mm
Relevant steel diameter	ds	14.00	14.00	14.00	mm
vorh $a_{S,i} = 0.7854 \cdot n_{Ring,i} \cdot \varnothing_{rad,i}^2$					
Existing reinforcement internal cage	vorh $a_{S,i}$	10.26	10.26	10.26	cm <sup>2</sup> /m
$d_{iK} = \frac{h}{2} + z_i$					
Static height inner reinforcement cage	$d_{iK}$	193.0	193.0	193.0	mm
$z_{s1} = d_{iK} - \frac{h}{2}$					
Distance to centroid state I	$z_{s1}$	68.00	68.00	68.00	mm
$z = 0.90 \cdot d_{iK}$					
Inner lever for crack width proof (~0.9d)	z	173.70	173.70	173.70	mm

$$\sigma_o = N/A - M/W$$

$$\sigma_u = N/A + M/W$$

$$W = h^2/6$$



$$\frac{h}{\sigma_o - \sigma_u} = \frac{x}{\sigma_o}$$

$$x = \sigma_o \cdot \frac{h}{\sigma_o - \sigma_u}$$

Height of compression zone state I	x	154.82	167.15	161.73	mm
$d_1 = h - d_{iK}$					
Distance between axis and edge under tension	$d_1$	57.00	57.00	57.00	mm
$2 \cdot d_1 = 2 \cdot d_1$					
Minimum height of the tension zone	$2 \cdot d_1$	114.00	114.00	114.00	mm
$h_{Grenz} = \frac{h - x}{3}$					
Calculated height of the tension zone	$h_{Grenz}$	31.73	27.62	29.42	mm

DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01 Section 7.3.2 (3) and NCI 7.3.2 (3) apply: The effective range of the reinforcement is increased from (h-x)/3 to (h-x)/2, since the reinforcement is located outside the effective range (h-x)/3 at at least one point in the cross-section.

$$h_{C,ef} = \frac{h - x}{2}$$

Effective height of the impact area	$h_{C,ef}$	47.59	41.43	44.14	mm
$A_{C,eff} = h_{C,ef} \cdot b$					
Effective range of reinforcement	$A_{C,eff}$	475.88	414.26	441.36	cm <sup>2</sup>

Impacting moment	$M_{d,0}$	Crown 27.94	Springline -29.99	Bottom 30.72	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-159.97	-242.71	-216.65	kN/m

$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	38.82	46.50	45.45	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	61.87	24.33	43.88	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	21.57	24.77	23.25	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	59.09	23.24	41.92	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	180.33	156.98	167.25	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	59.09	23.24	41.92	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_S}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	-0.11	-0.25	-0.17	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_S}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.19	0.07	0.13	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.19	0.07	0.13	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, total load	$\text{vorh } w_k$	0.011	0.002	0.006	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_w = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, total load	$U_w$	5.5	0.8	2.8	%

The permissible crack width according to DIN EN 1992-1-1 is fulfilled.

#### 1.2.7.6 Crack width proof Minimum dimension according to DIN EN 1992-1-1

		Crown	Springline	Bottom	
Impacting moment	$M_{d,0}$	63.02	-63.02	63.02	kNm/m
Impacting normal force	$N_{d,0}$	-137.50	-275.00	-137.50	kN/m

$M_{Eds} =  M_{d,0}  - N_{d,0} \cdot z_{s1}$					
Decisive moment crack width proof	$M_{Eds}$	72.37	81.72	72.37	kNm/m
$\sigma_S = \frac{\frac{M_{Eds}}{z} + N_{d,0}}{\text{vorh } a_{S,i}}$					
Steel stress	$\sigma_S$	272.00	190.47	272.00	N/mm <sup>2</sup>
$\text{eff } \rho = \frac{\text{vorh } a_{S,i}}{A_{C,\text{eff}}}$ EN 1992-1-1 (7.10)					
Effective level of reinforcement	$\text{eff } \rho$	18.06	20.07	18.06	‰
$s_{r,1} = \frac{\sigma_S \cdot d_S}{3.60 \cdot f_{ct,\text{eff}}}$ DIN 1045-1 (137-b)					
Crack distance first or single crack	$s_{r,1}$	259.79	181.92	259.79	mm
$s_{r,a} = \frac{d_S}{3.60 \cdot \text{eff } \rho}$ DIN 1045-1 (137-a)					
Crack distance if crack formation is finished	$s_{r,a}$	215.31	193.78	215.31	mm
$s_{r,\text{max}} = \min( s_{r,1} ; s_{r,a})$ DIN 1045-1 (137+)					
Decisive crack distance	$s_{r,\text{max}}$	215.31	181.92	215.31	mm
$\epsilon_R = \frac{\sigma_S - \frac{0.40 \cdot f_{ct,\text{eff}}}{\text{eff } \rho} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \text{eff } \rho)}{E_S}$ EN 1992-1-1 (7.9-a)					
Difference of strains, calculation value	$\epsilon_R$	0.87	0.50	0.87	‰
$\epsilon_M = \frac{0.60 \cdot \sigma_S}{E_S}$ EN 1992-1-1 (7.9-b)					
Difference of strains, minimum value	$\epsilon_M$	0.82	0.57	0.82	‰
$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m}) = \max(\epsilon_R; \epsilon_M)$ EN 1992-1-1 (7.9)					
Decisive difference of strains	$(\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$	0.87	0.57	0.87	‰
$\text{vorh } w_k = s_{r,\text{max}} \cdot (\epsilon_{S_m} - \epsilon_{C_m})$ EN 1992-1-1 (7.8)					
Calculated crack width, minimum dimension	$\text{vorh } w_k$	0.186	0.104	0.186	mm
The cross-section is completely suppressed in partial areas.					
Admissible crack width	$w_k$	0.20	0.20	0.20	mm
$U_{w,\text{min}} = \frac{\text{vorh } w_k}{w_k}$					
Utilization crack width, minimum dimension	$U_{w,\text{min}}$	93.2	52.0	93.2	%

Die zulässige Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1 wird eingehalten.

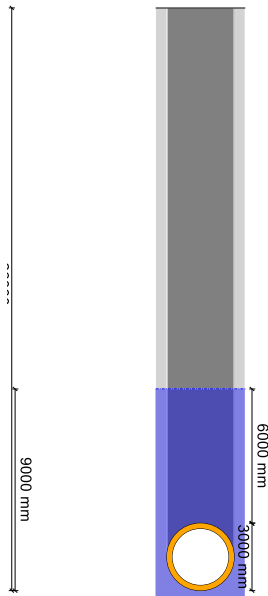
### 1.2.8 Proof of safety against failure with not predominantly static loading

The fatigue proof with not predominantly static loading is not desired in this case.

### 1.2.9 Uplift proof (buoyancy)



The uplift proof uses the real ground water level  $h_{GW,max}$ . Soil above ground water level is regarded to be dry. Additionally, a theoretical ground water level is considered: a required cover depth  $h_{min}$  above pipe crown is calculated, using the soil's reduced unit weight under buoyancy. This displays e.g. flooded trenches after heavy rainfall.



Load factor buoyancy force:	$\gamma_Q$	1.05	[-]
Soil:	$\gamma_u$	0.95	[-]
Load factor dead weight:	$\gamma_G$	0.95	[-]
Outer radius:	$r_a$	1,500.0	mm
$V = r_a^2 \cdot \pi$			
$V = V_A$			
Displaced volume:	$V$	7.07	$m^3/m$
$Q_r = V \cdot \gamma_w$			
Lifting force:	$Q_r$	70.69	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
Buoyant weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B',A}$	10.0	$kN/m^3$
Weight of soil in uplift proof:	$\gamma_{B,A}$	20.0	$kN/m^3$
Cover height:	$h$	23.0	m
Groundwater level above pipe invert:	$h_{GW}$	9.0	m
$h_n = \text{MIN}( h_{GW} ; \text{MAX}( 0 ; h_{GW} - D_a ) )$			
Cover height under buoyancy:	$h_n$	6.00	m
$Q_{r1} = (h_n \cdot \gamma_{B',A} + ( h - h_n ) \cdot \gamma_{B,A}) \cdot D_a$			
Soil:	$Q_{r1}$	1,200.00	kN/m
$Q_{r1,d} = Q_{r1} \cdot \gamma_u$			
Building ground, design:	$Q_{r1,d}$	1,140.00	kN/m
Area Angle triangle, dry:	$A_{FZ}$	0.00	$m^2$

$$A_{FZ'} = \frac{[2 \cdot r_a]^2 - \pi \cdot r_a^2}{2}$$

Surface Angle triangle, wet:	$A_{FZ'}$	0.97	m <sup>2</sup>
$F_Z = A_{FZ'} \cdot \gamma_{B',A}$			
Force from load angle triangle:	$F_Z$	9.66	kN/m
$F_{Z,d} = F_Z \cdot \gamma_u$			
Force from load angle triangle, design:	$F_{Z,d}$	9.17	kN/m
Inner radius:	$r_i$	1,250.0	mm
Radial cross section:	$A_{rad}$	250.00	mm <sup>2</sup> /mm
Specific gravity:	$\gamma_R$	25.0	kN/m <sup>3</sup>
$G_m = \gamma_R \cdot \pi \cdot ([r_i + A_{rad}]^2 - r_i^2)$			
Deadweight:	$G_m$	54.00	kN/m
$G_{m,d} = G_m \cdot \gamma_G$			
Dead load, design:	$G_{m,d}$	51.30	kN/m
$Q_{g,d} = G_{m,d} + Q_{r1,d} + F_{Z,d}$			
Counterforces, design:	$Q_{g,d}$	1,200.47	kN/m
$Q_{r,d} = Q_r \cdot \gamma_Q$			
Buoyancy, design:	$Q_{r,d}$	74.22	kN/m
$U = \frac{Q_{r,d}}{Q_{g,d}}$			
Utilisation buoyancy:	$U$	6.2	%

The uplift proof is fulfilled.

All necessary proofs are ok.

## **ALLEGATO 2: SCHEDE VALUTAZIONE DANNO**

Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E1 All\_1"

**Dati Edificio**

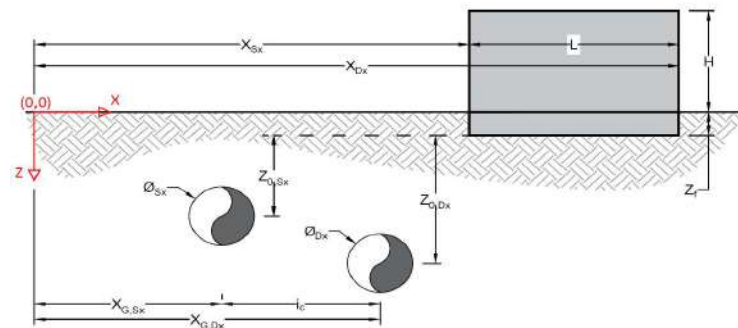
L [m]	19.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	67.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	36.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.2	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.2	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.2	12.5	18.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.1
Doppia Galleria	6.3	12.5	18.8

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.2	12.5	18.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.1
Doppia Galleria	6.3	12.5	18.8

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

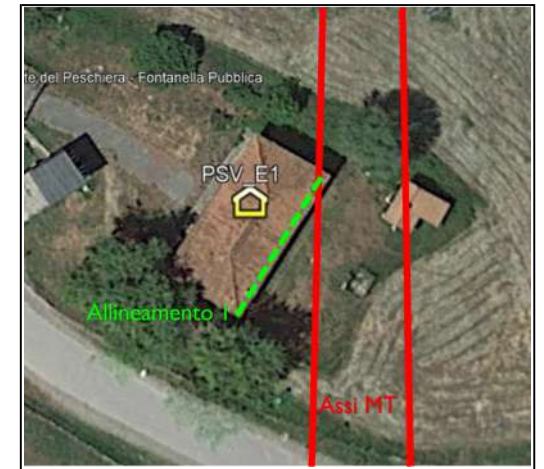
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

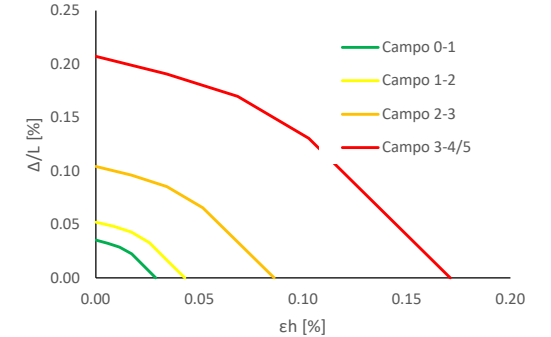
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

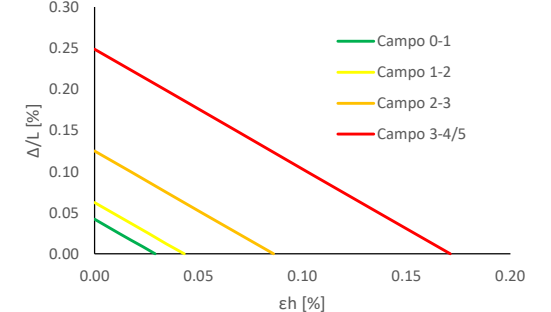
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	15.8	15.8	15.8
Sagging 1	3.2	3.2	3.2
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



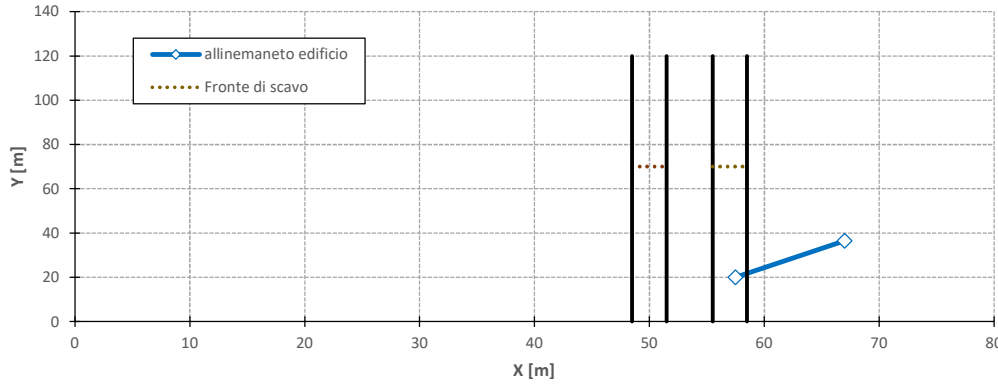
Abaco di Danno Hogging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



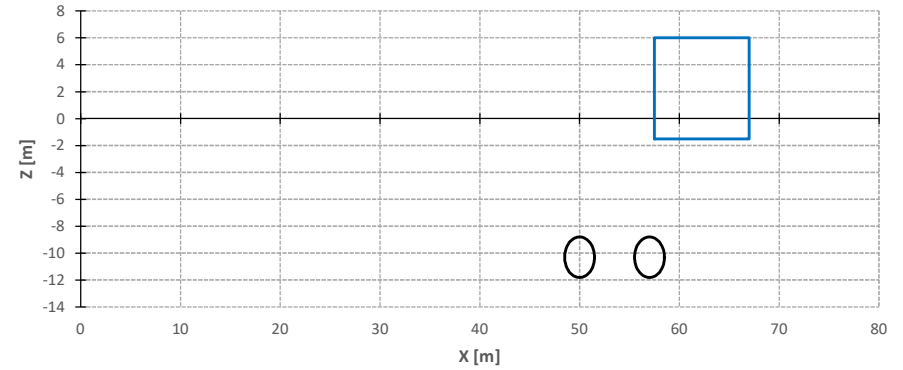
Abaco di Danno Sagging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



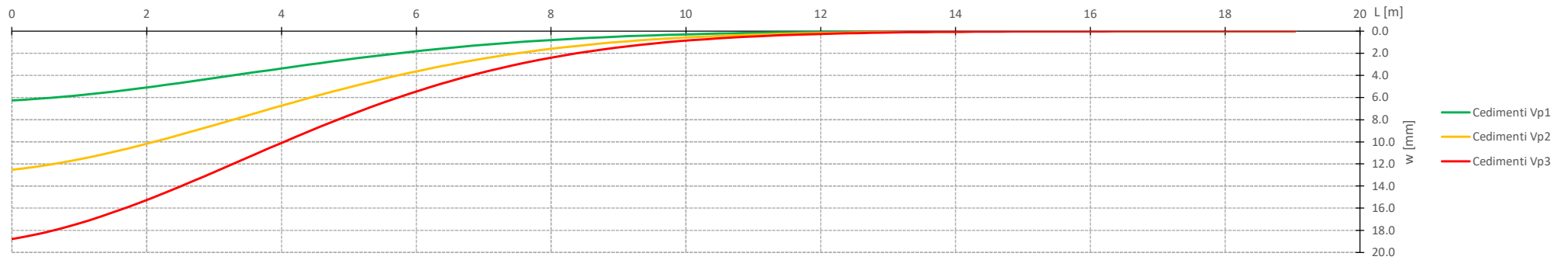
Vista in pianta



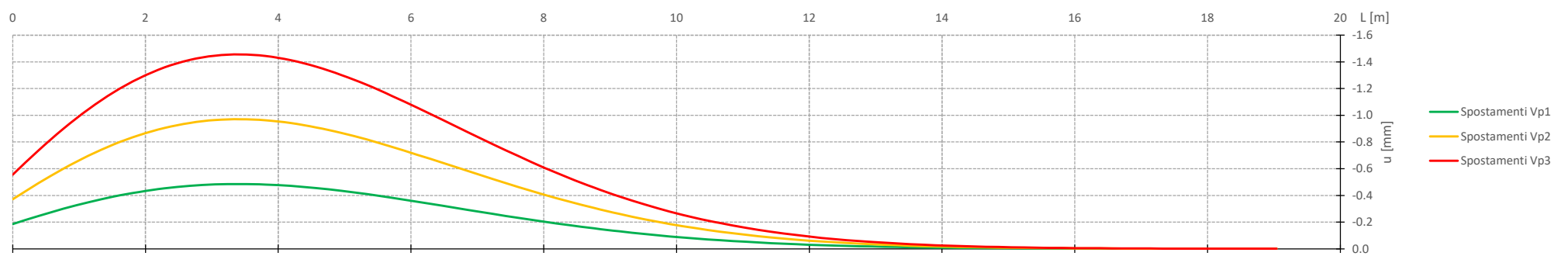
Vista in sezione



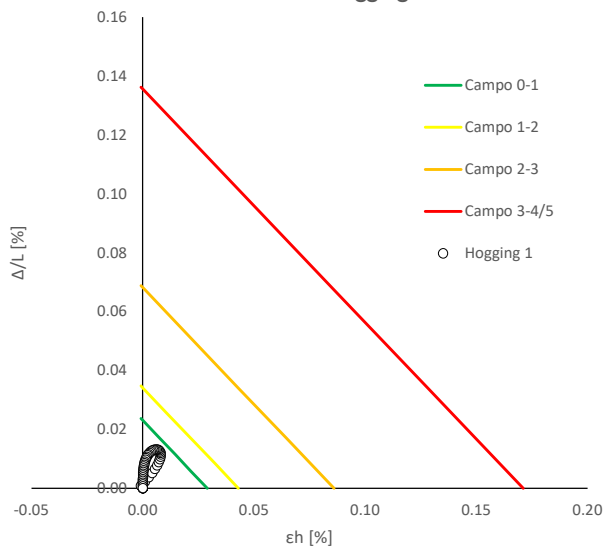
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



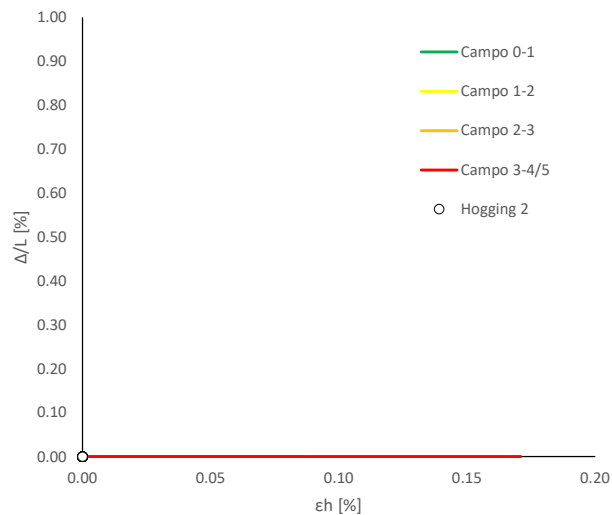
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



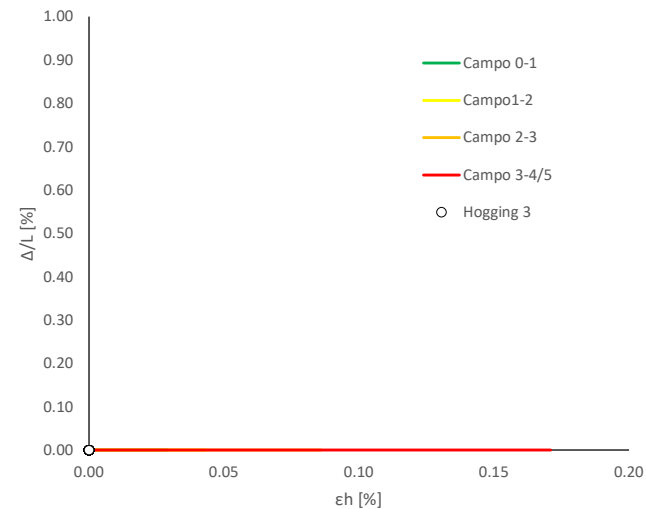
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



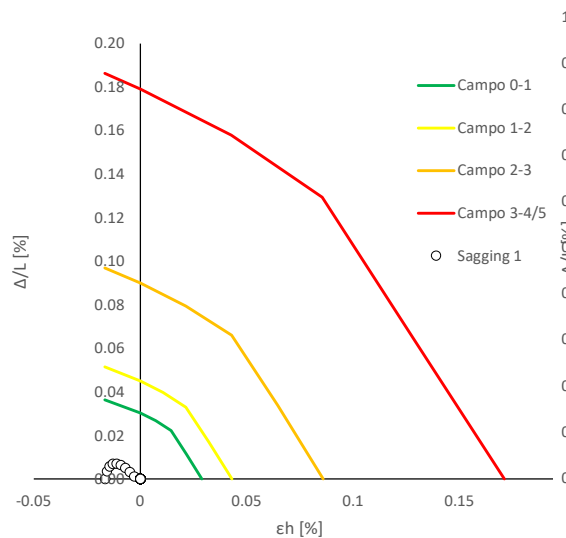
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



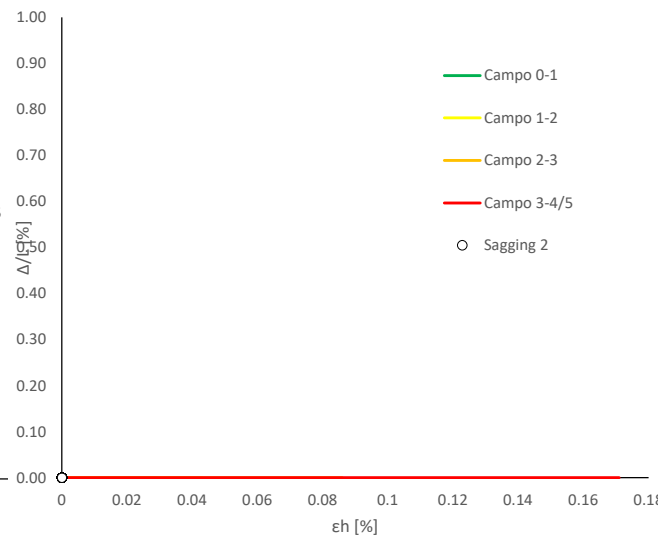
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



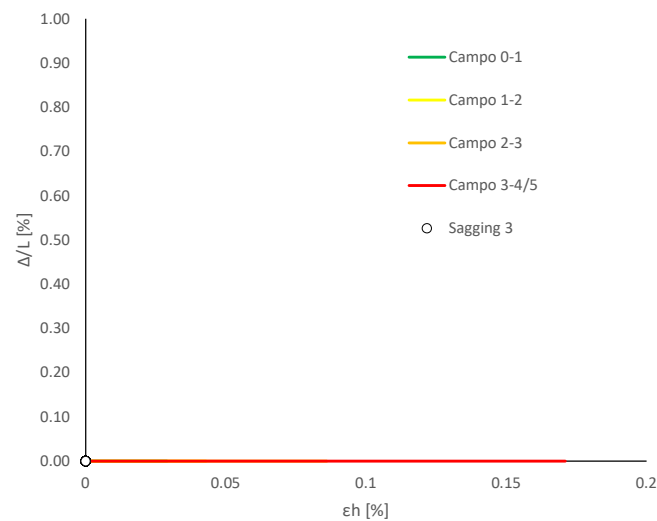
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI

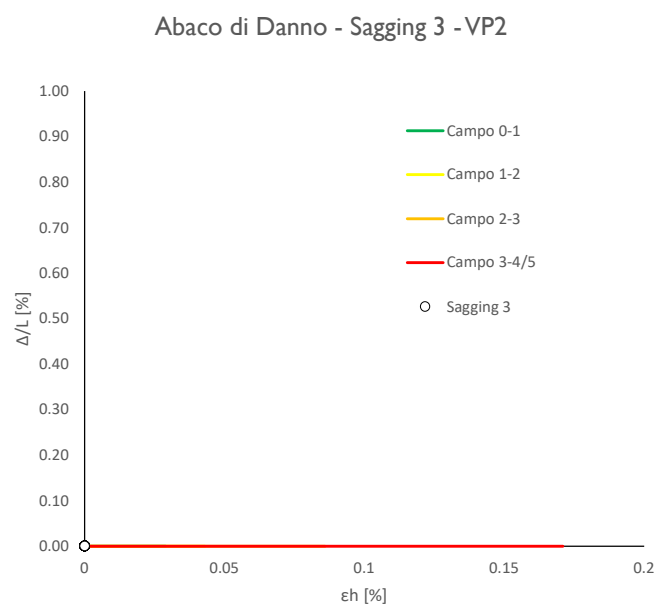
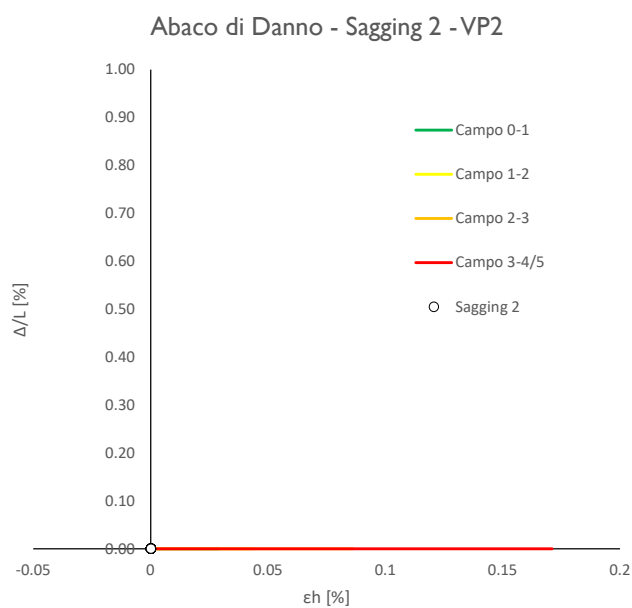
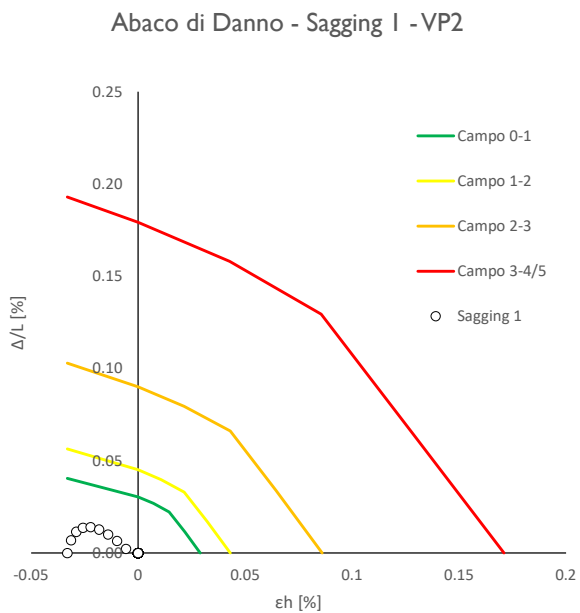
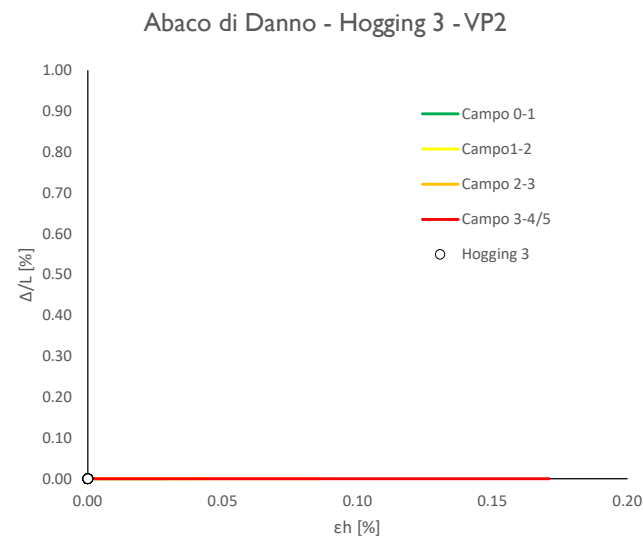
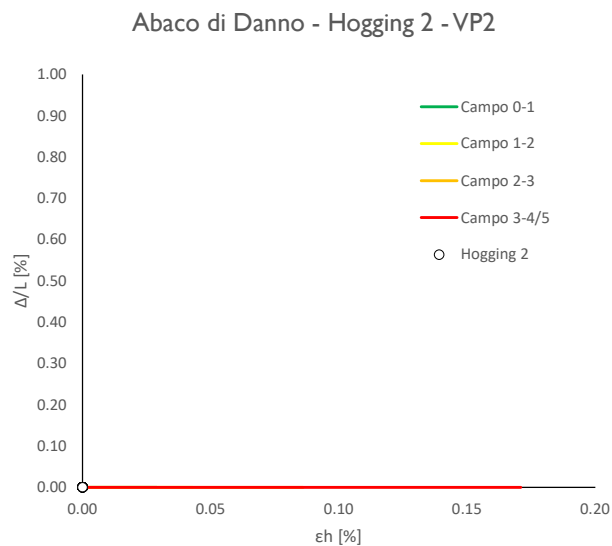
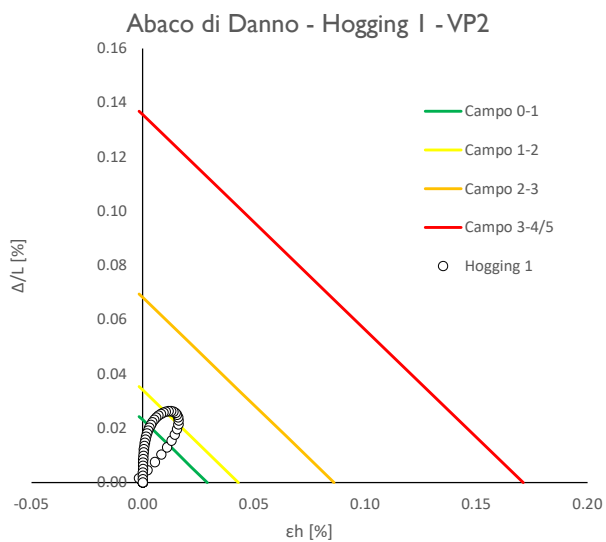


Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI

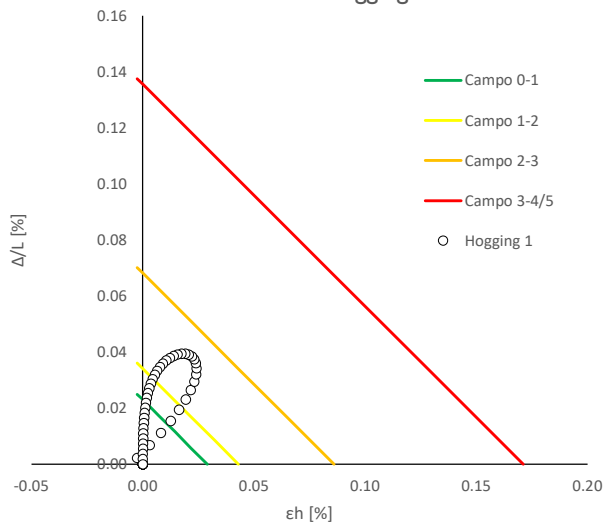


Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI

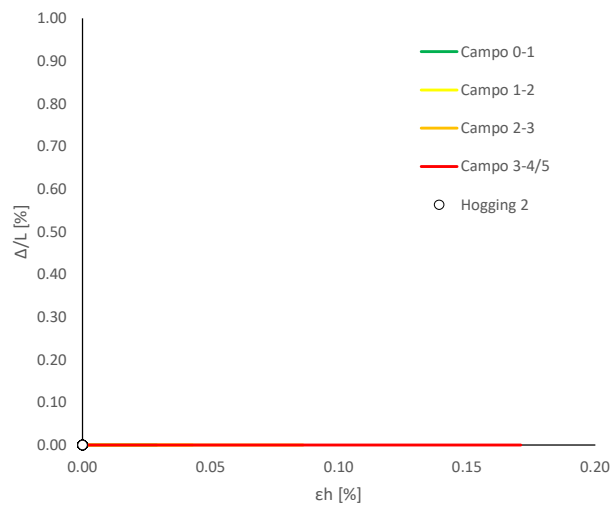




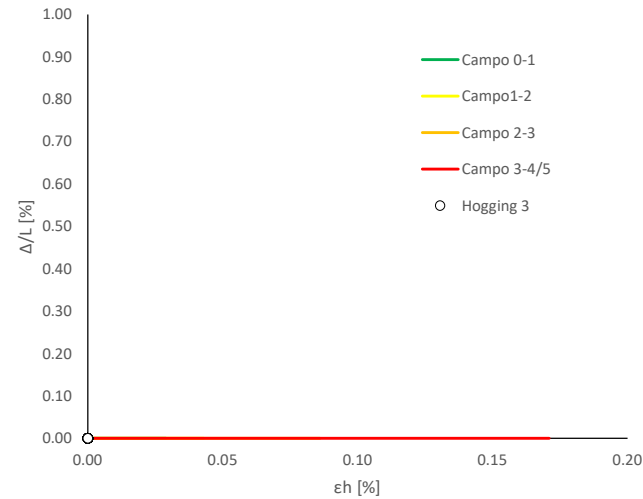
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



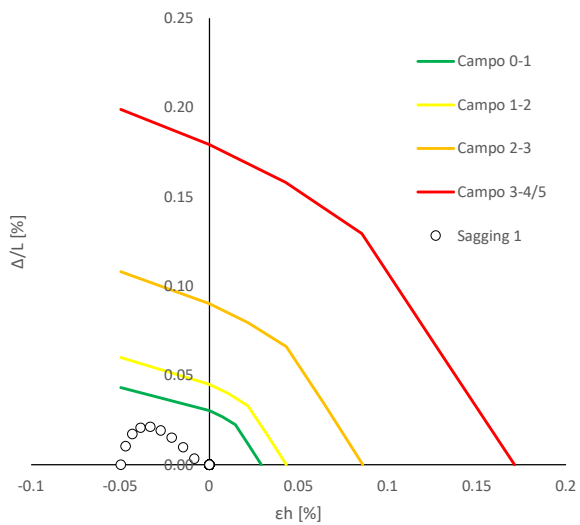
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



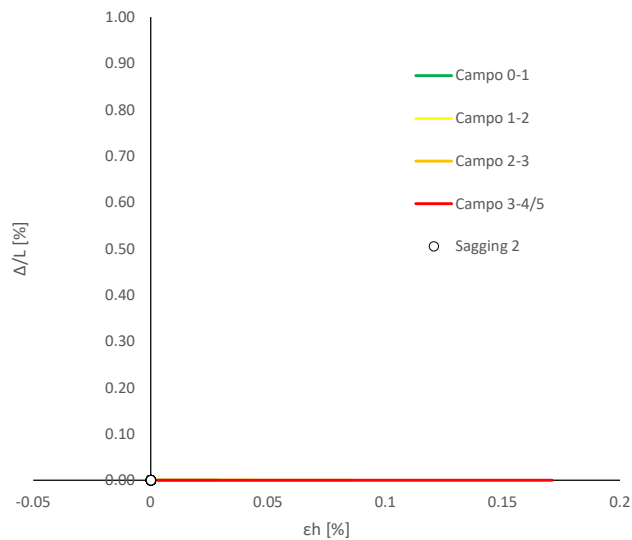
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



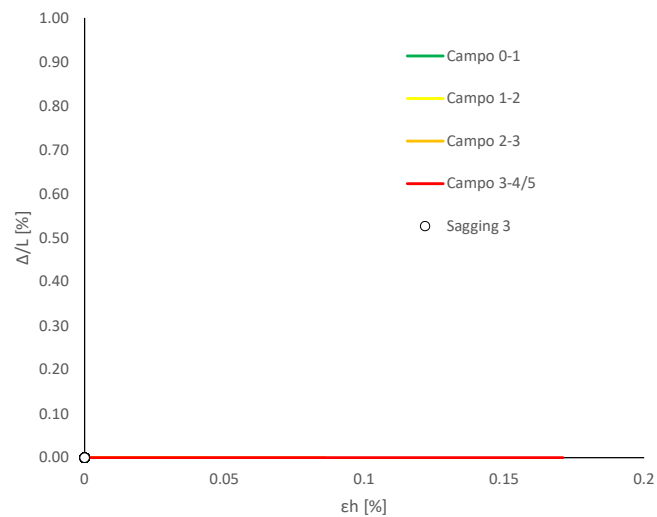
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3





Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E1 All\_2"

**Dati Edificio**

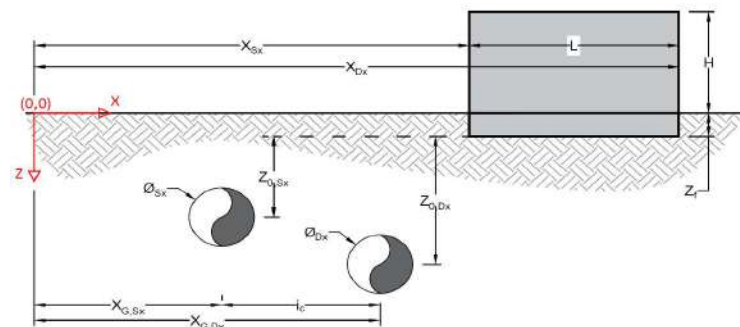
L [m]	10.1	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	66.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	15.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.2	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.2	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.2	12.5	18.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.1
Doppia Galleria	6.3	12.5	18.8

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.2	12.5	18.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.1
Doppia Galleria	6.3	12.5	18.8

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

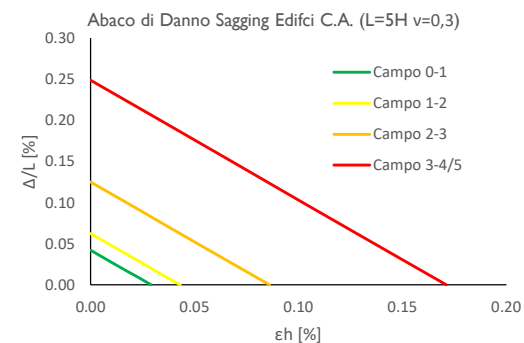
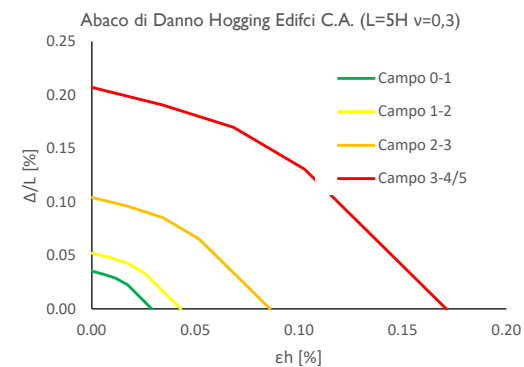
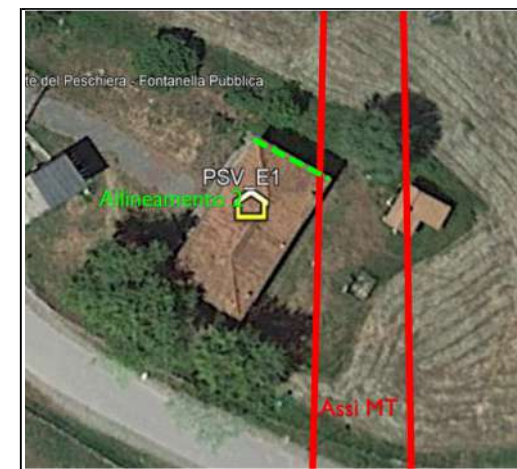
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

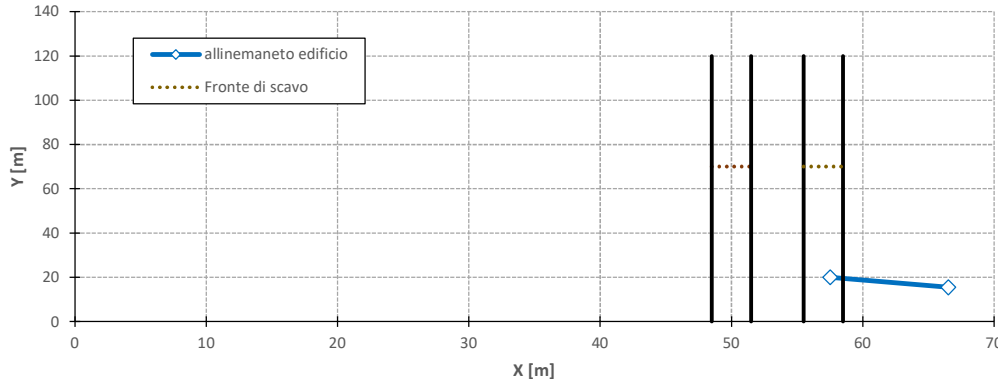
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

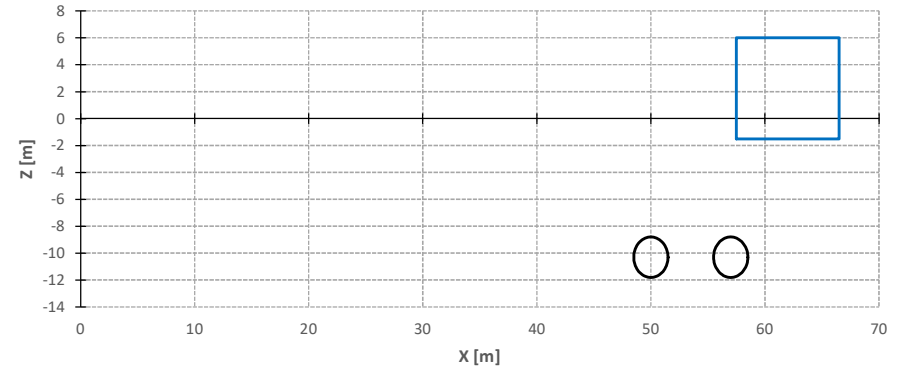
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	8.2	8.2	8.2
Sagging 1	1.9	1.9	1.9
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



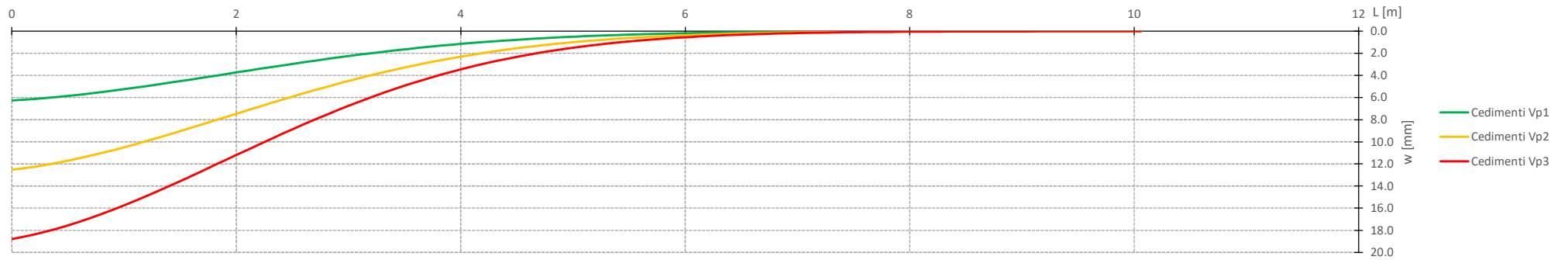
Vista in pianta



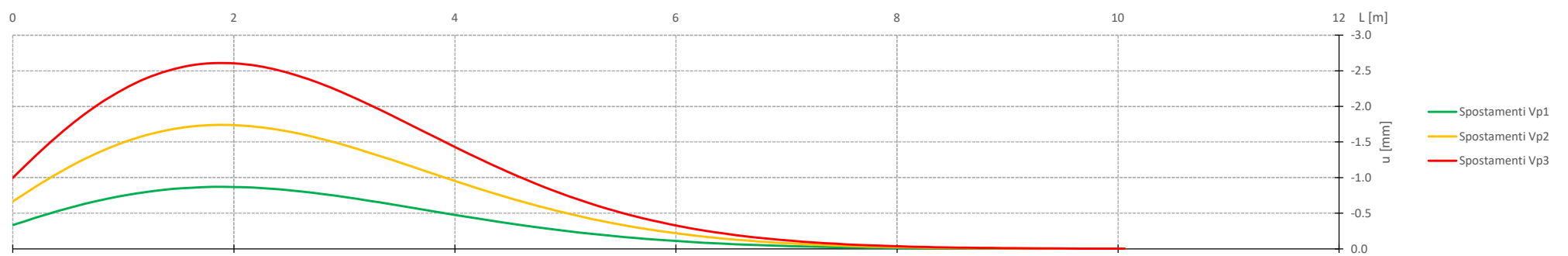
Vista in sezione

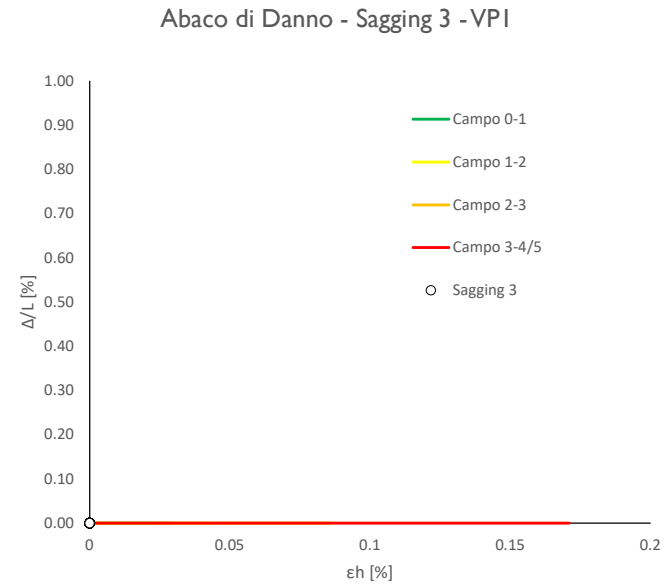
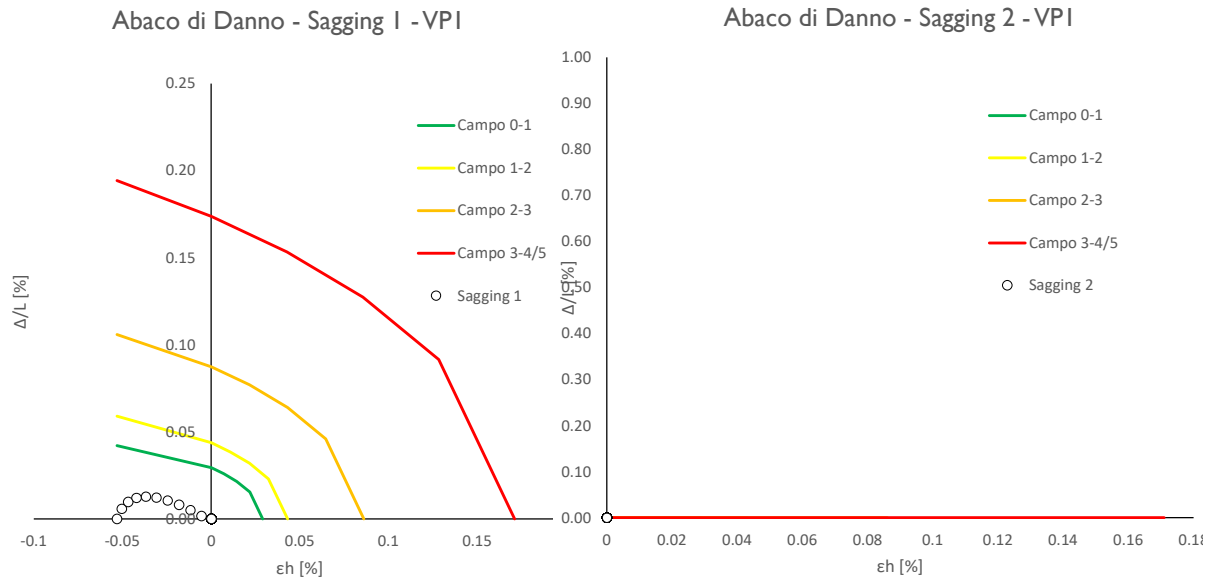
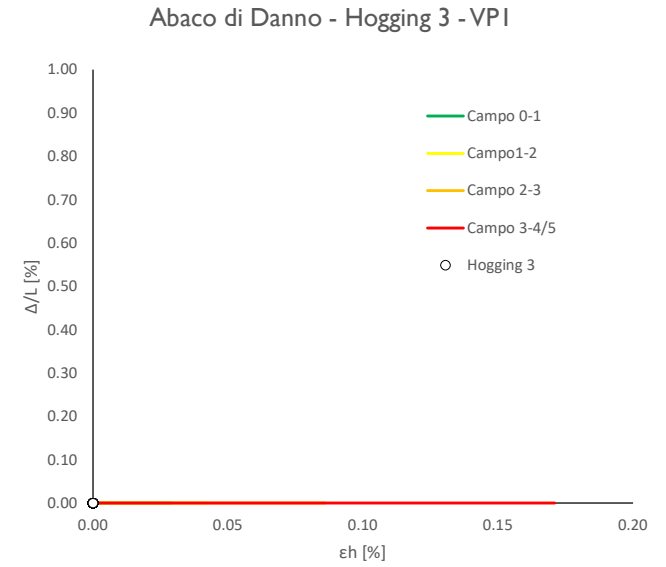
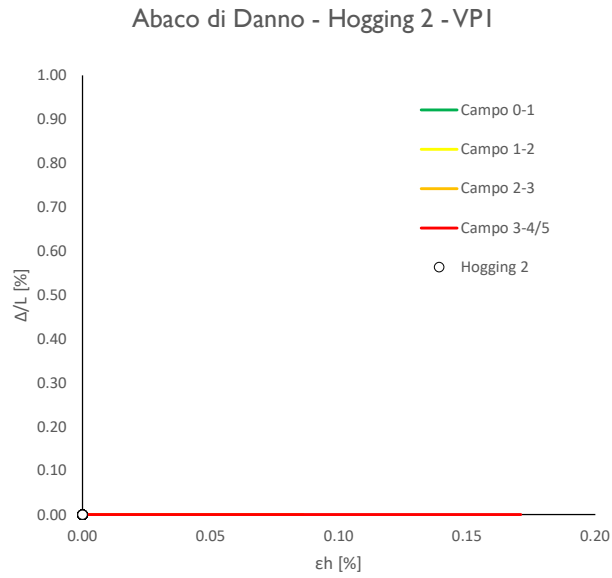
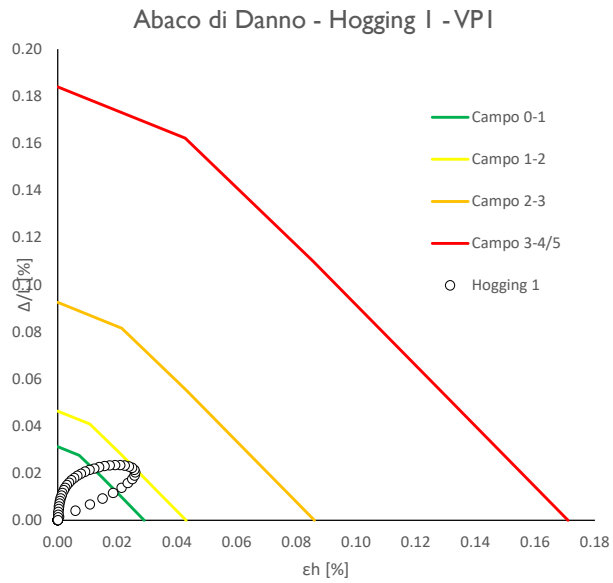


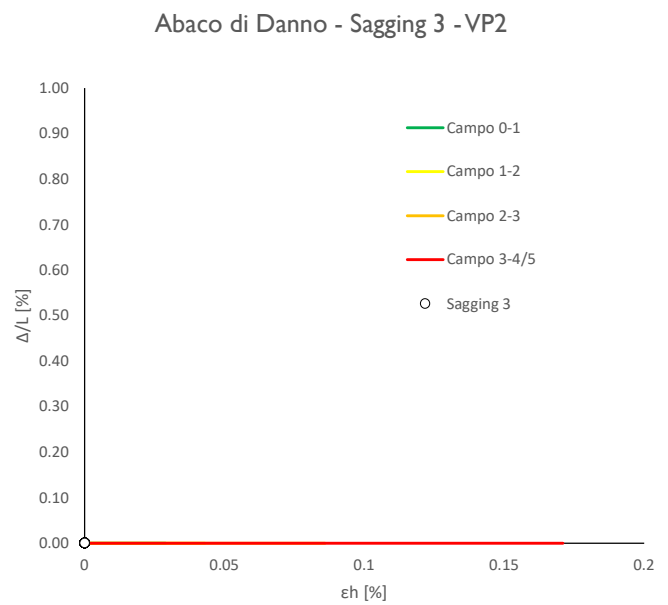
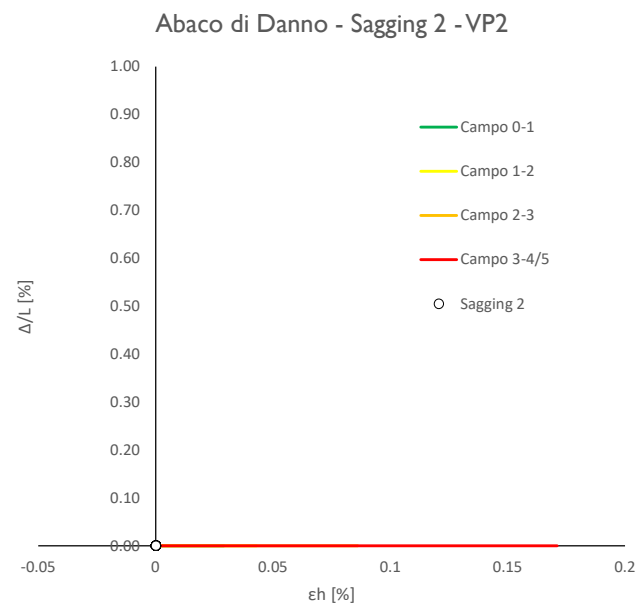
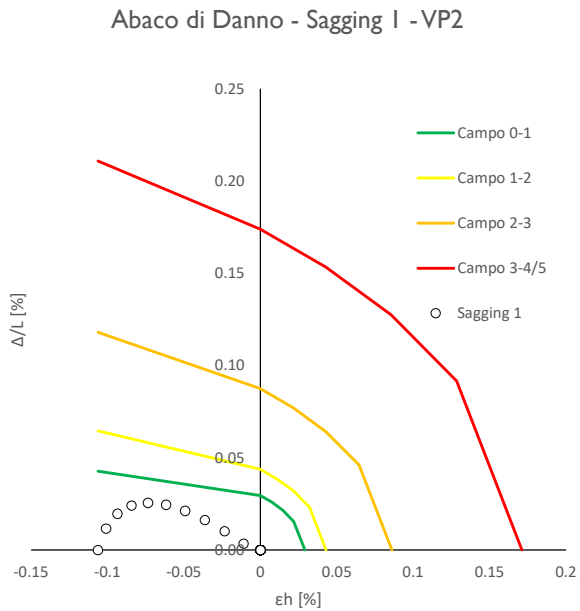
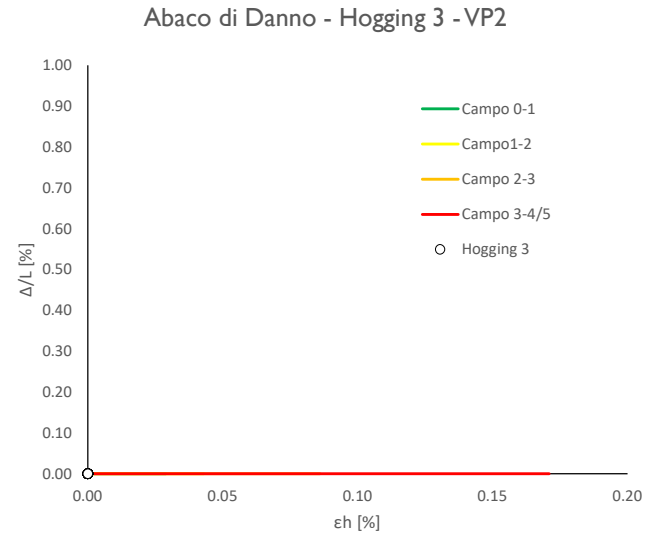
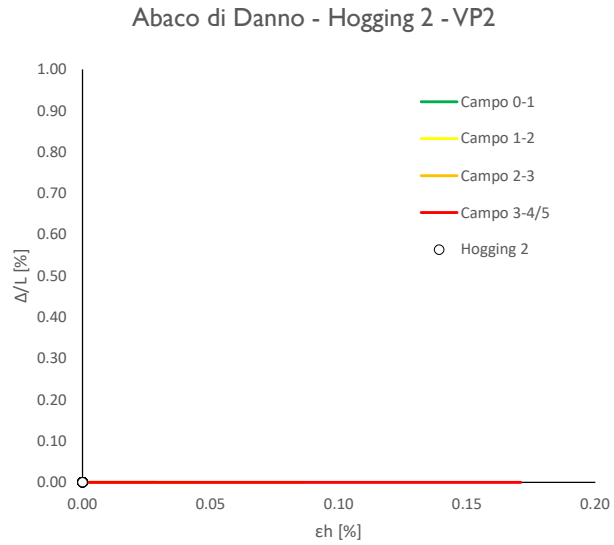
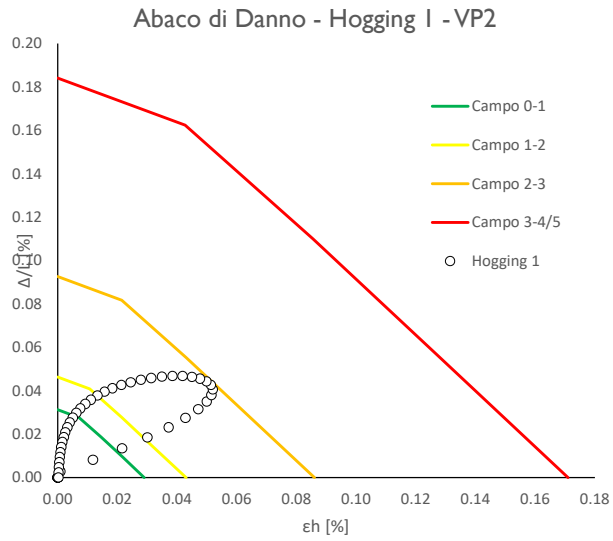
Cedimenti Verticali allineamento Fabbriato



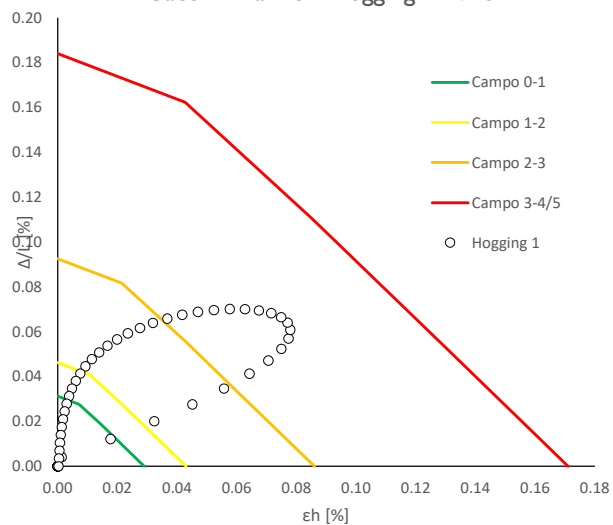
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbriato



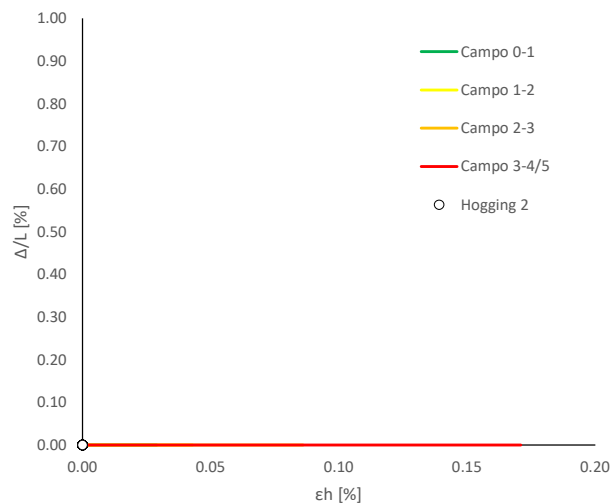




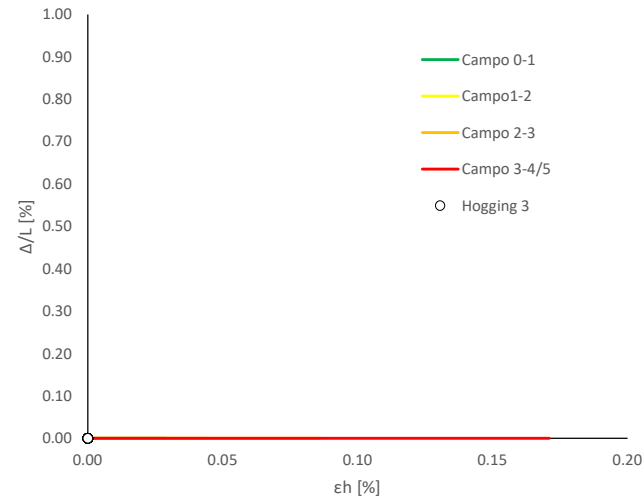
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



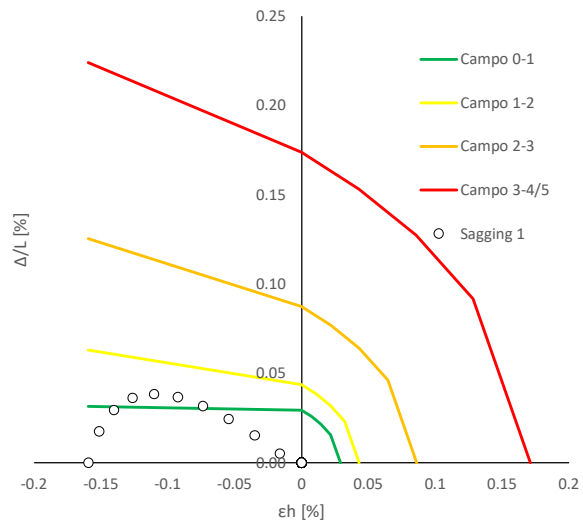
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



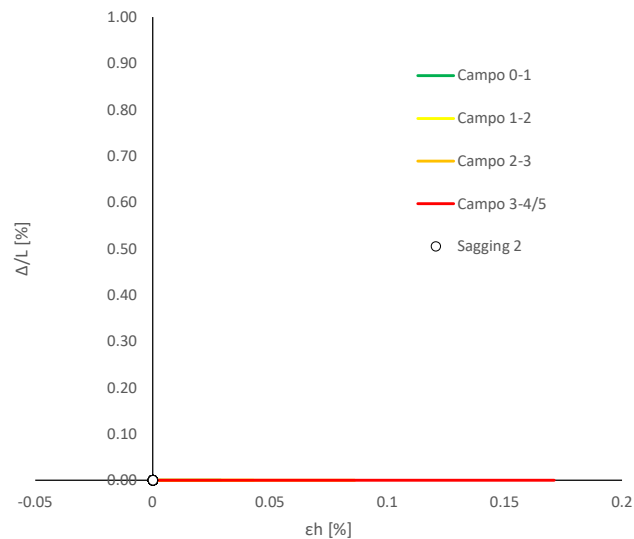
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



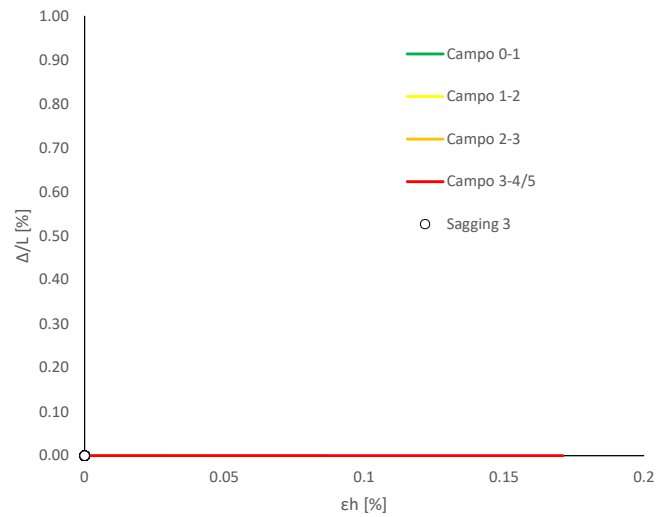
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E1 All\_2" Interazione T/S

**Dati Edificio**

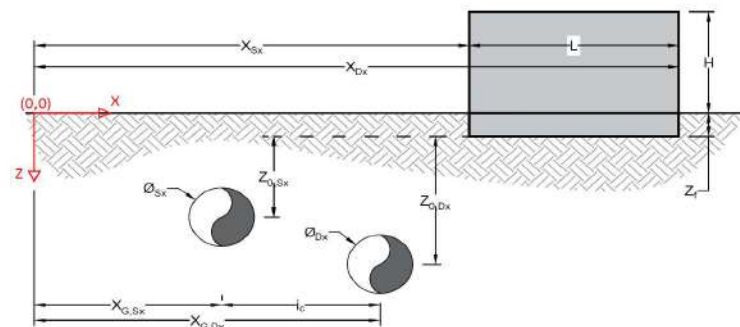
L [m]	10.1	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	66.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	15.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

∅ <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
∅ <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.2	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.2	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.2	12.5	18.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.1
Doppia Galleria	6.3	12.5	18.8

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.2	12.5	18.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.1
Doppia Galleria	6.3	12.5	18.8

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

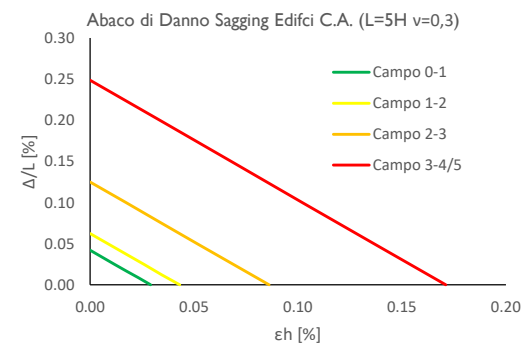
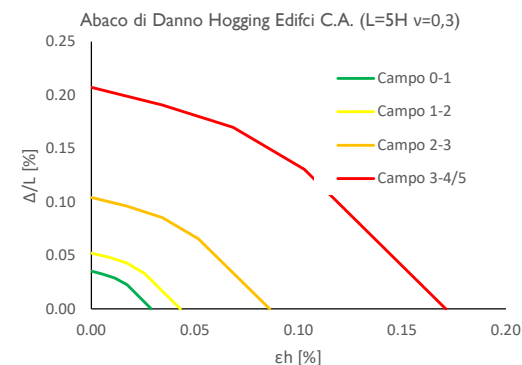
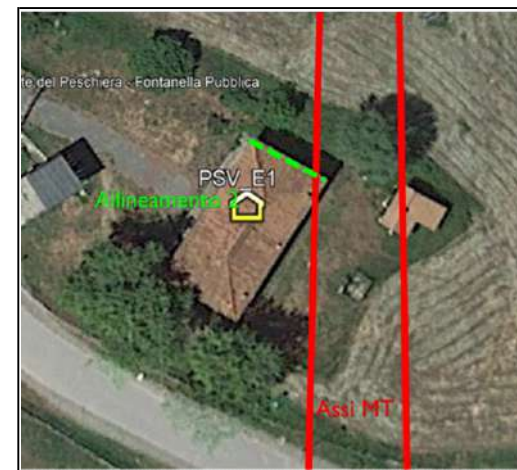
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

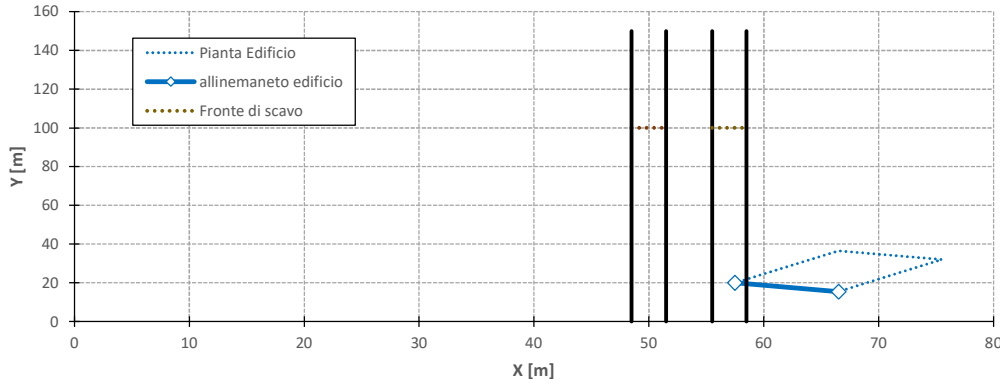
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

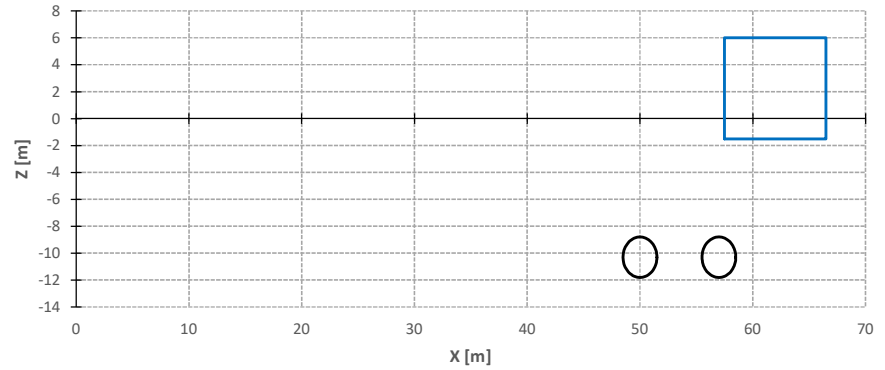
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	8.2	8.2	8.2
Sagging 1	1.9	1.9	1.9
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



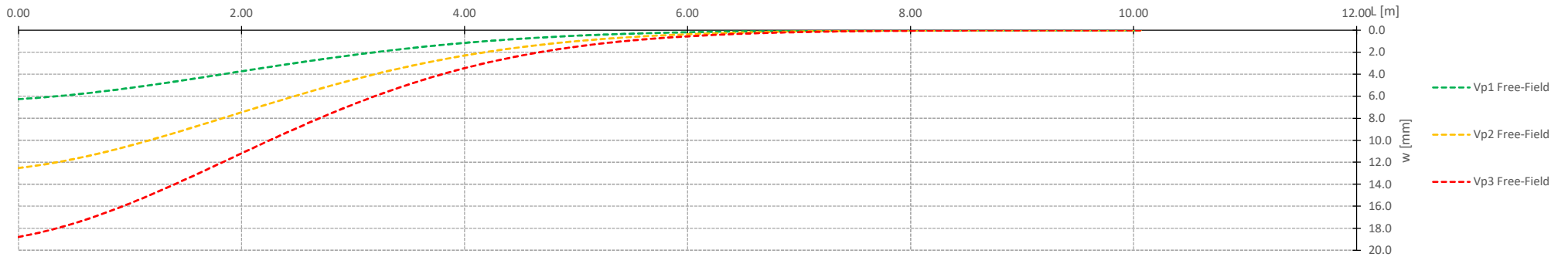
Vista in pianta



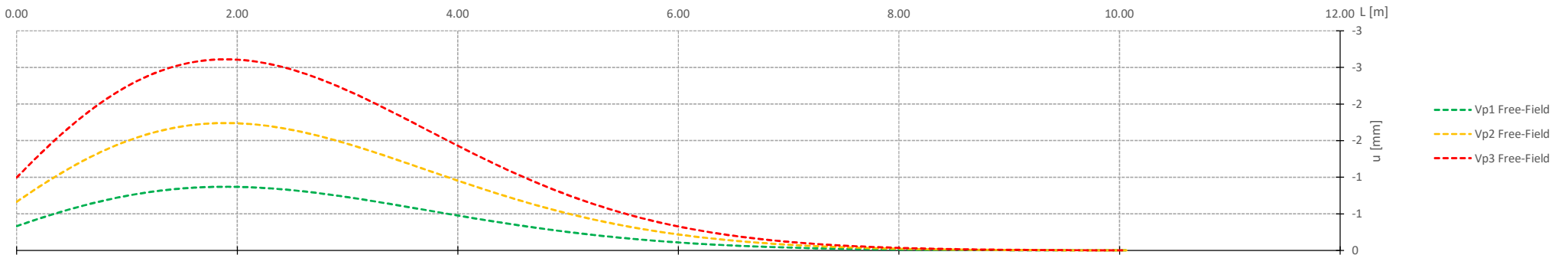
Vista in sezione



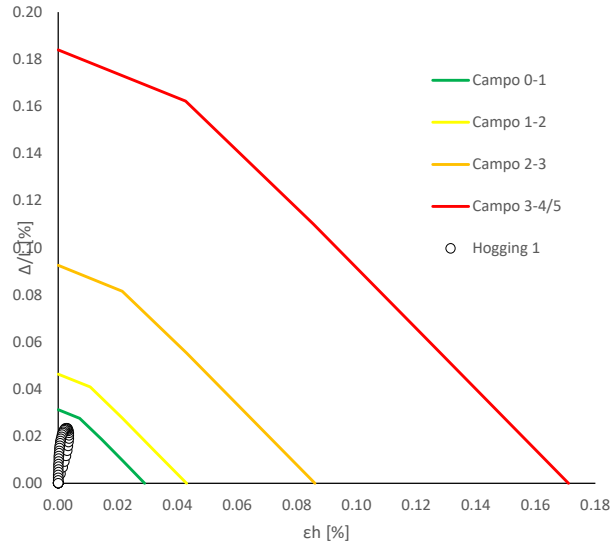
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



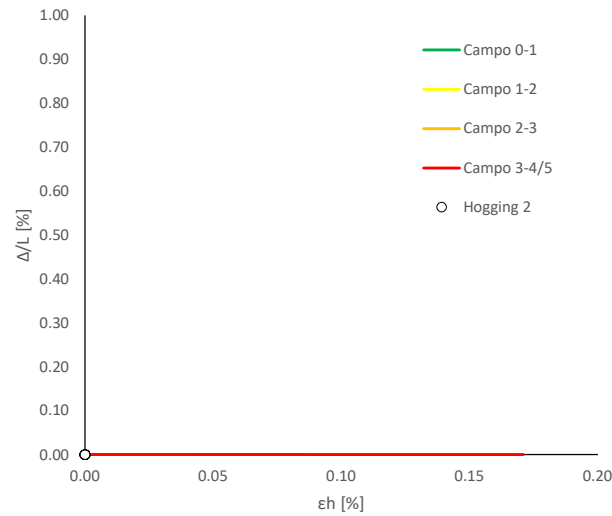
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



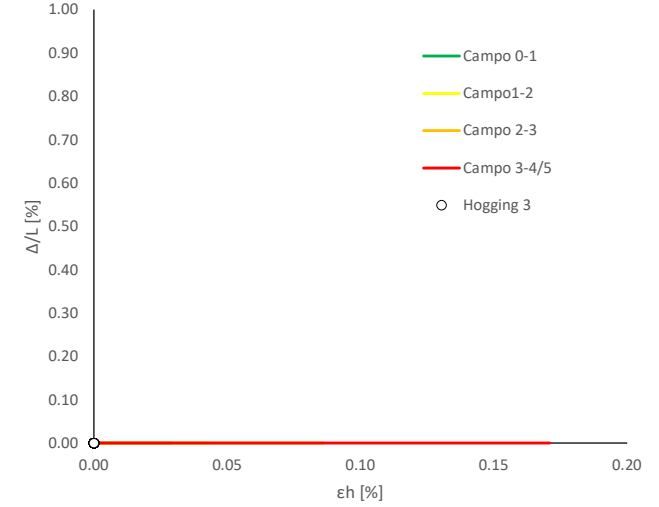
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



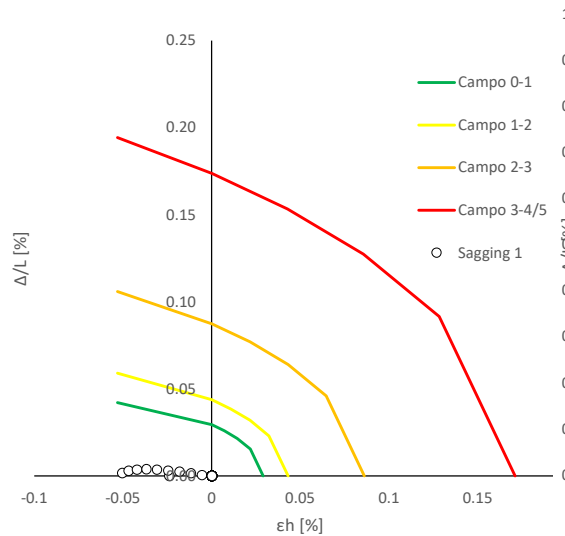
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



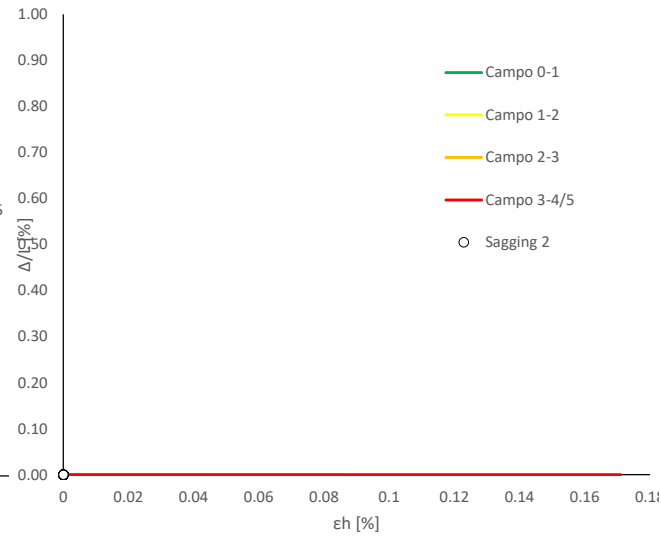
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



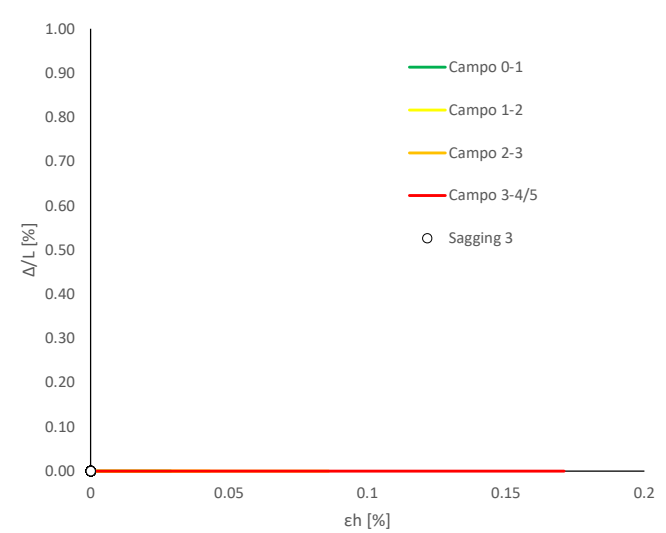
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI

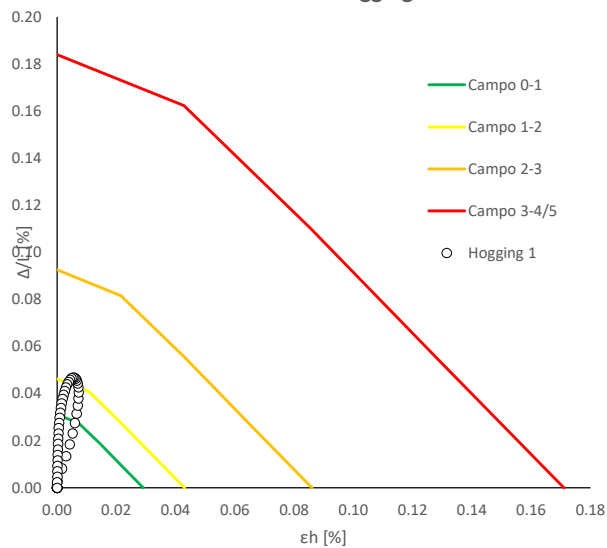


Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI

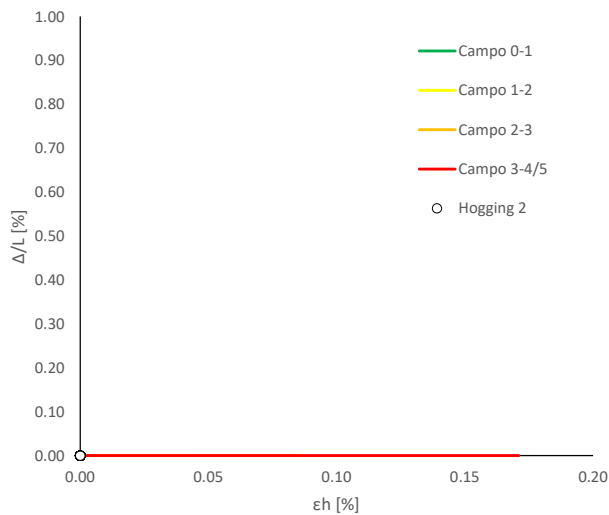




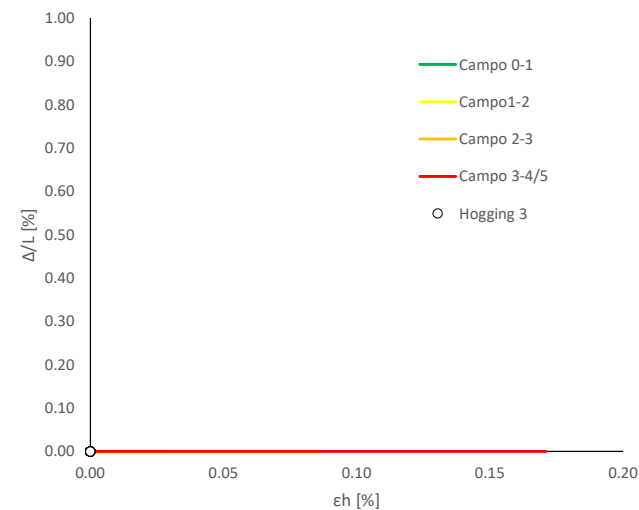
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



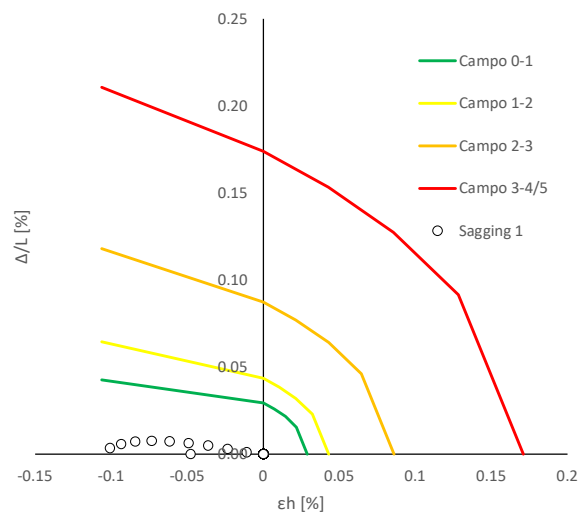
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



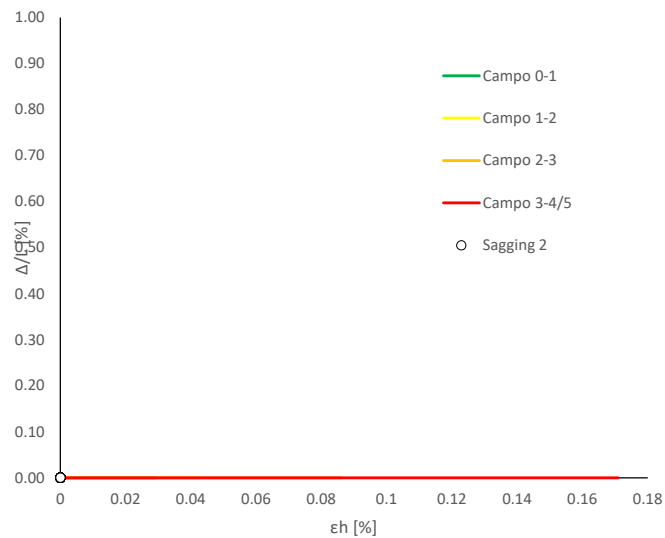
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



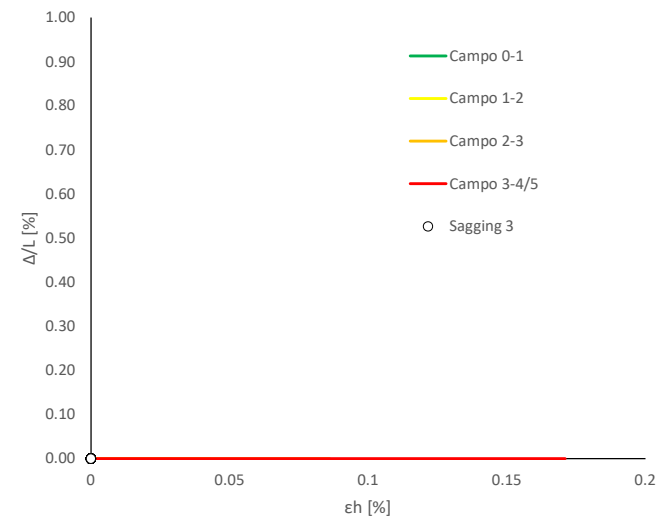
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



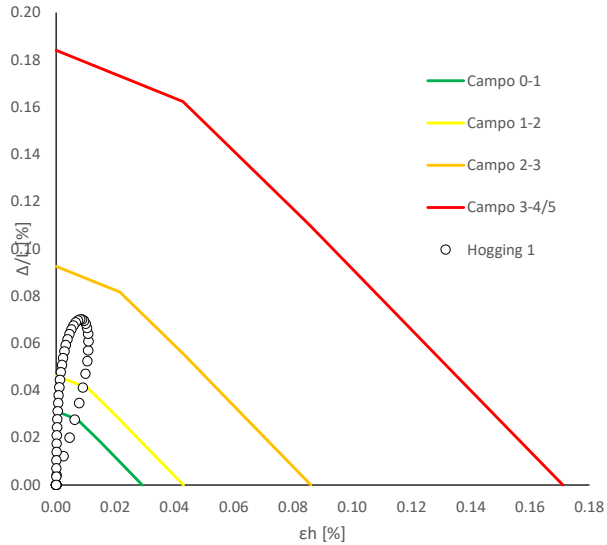
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



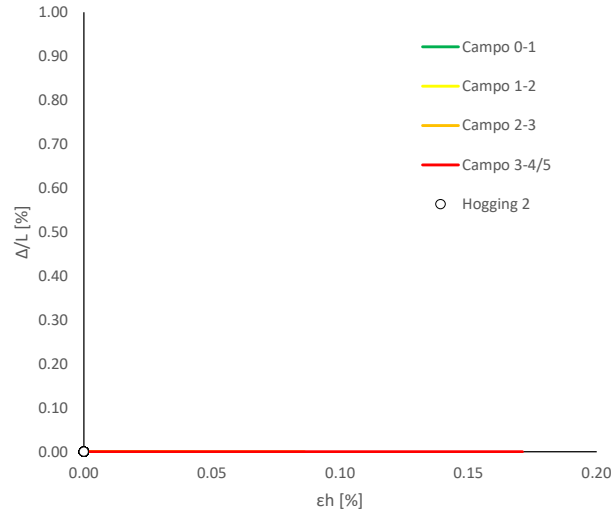
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



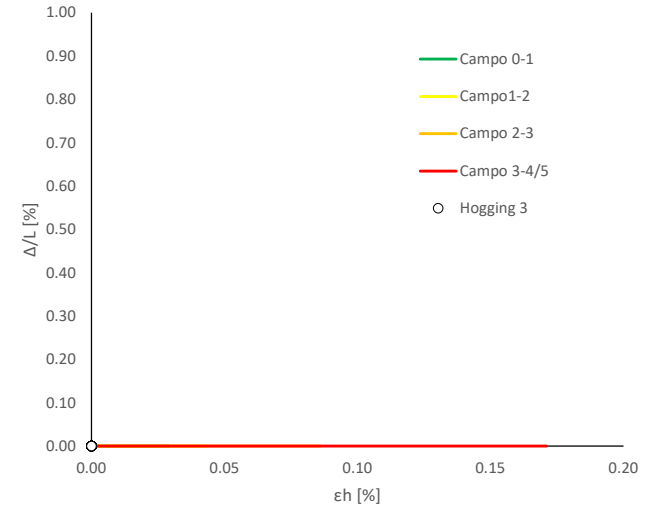
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



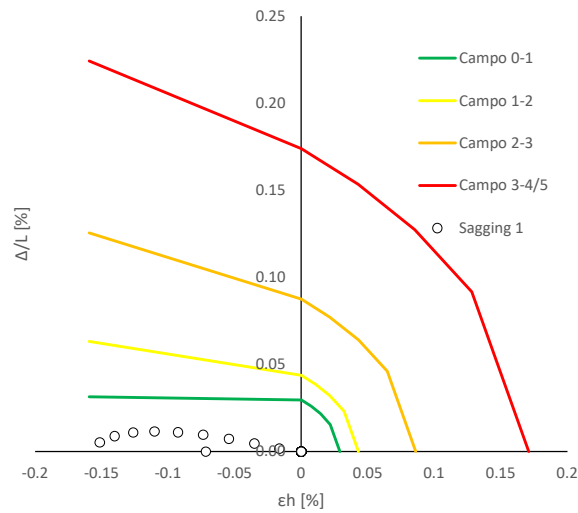
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



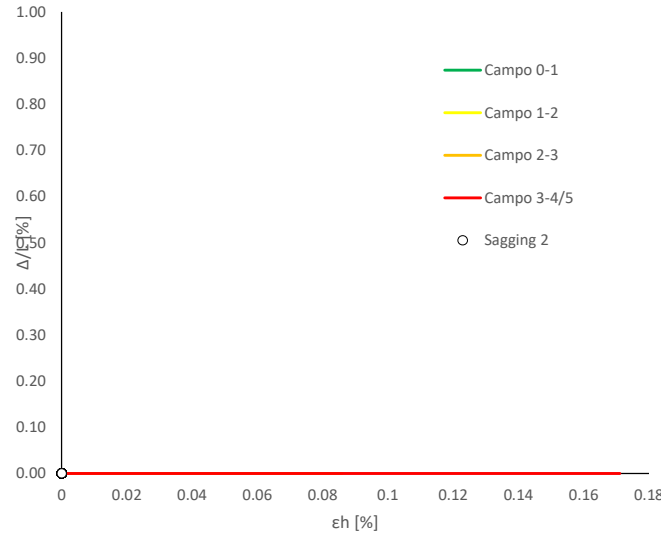
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



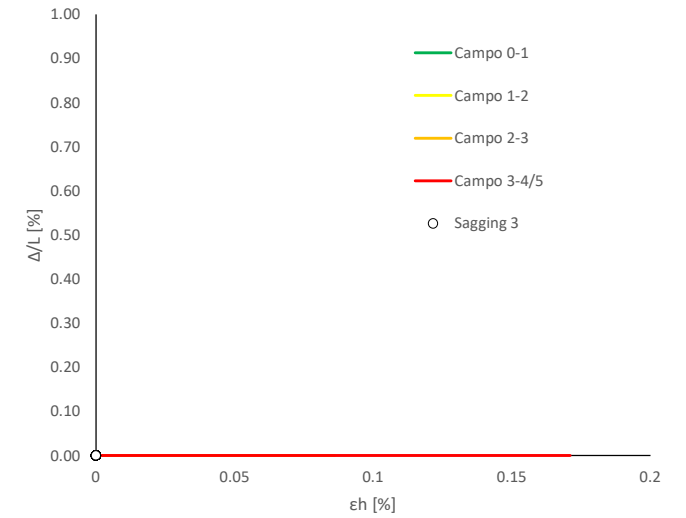
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E1 All\_1"

**Dati Edificio**

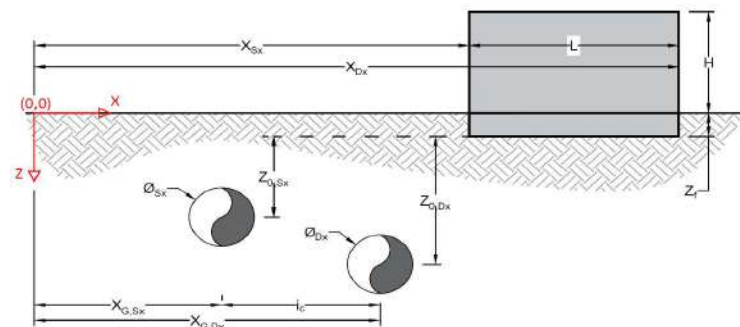
L [m]	19.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	67.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	36.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.08	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.08	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	9.0	13.6
Galleria Dx	0.2	0.5	0.7
Doppia Galleria	4.8	9.5	14.3

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	9.0	13.6
Galleria Dx	0.2	0.5	0.7
Doppia Galleria	4.8	9.5	14.3

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

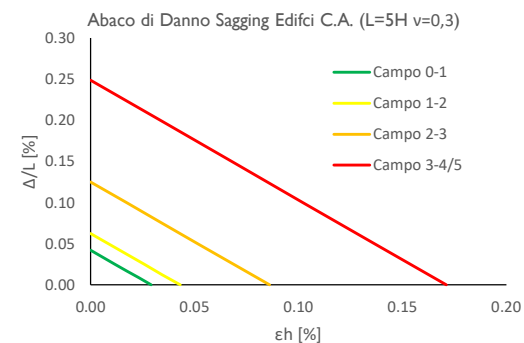
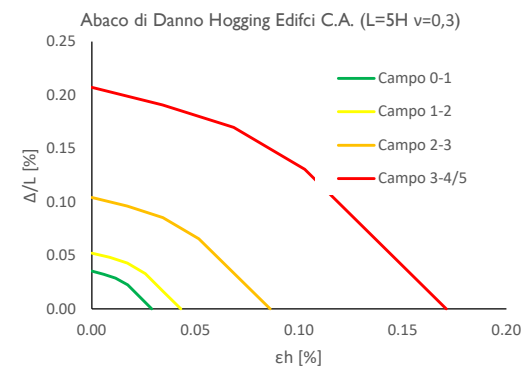
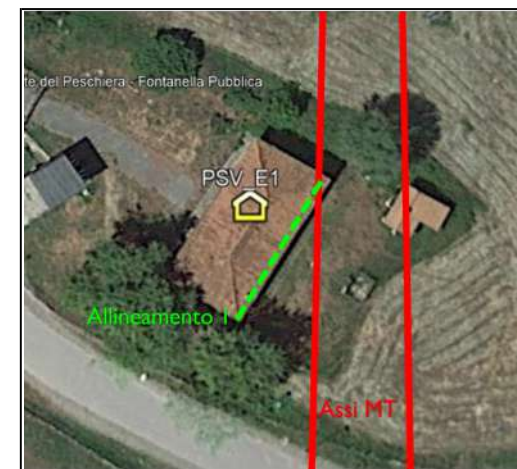
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.1

**Tipo di Danno**

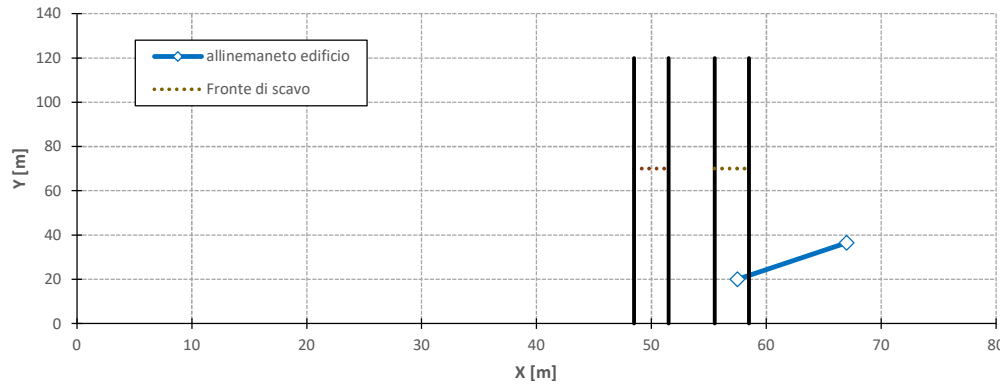
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

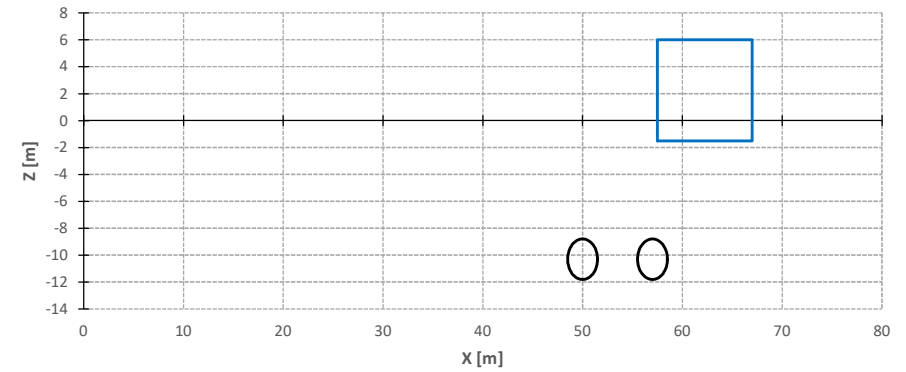
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	14.3	14.3	14.3
Sagging 1	4.8	4.8	4.8
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



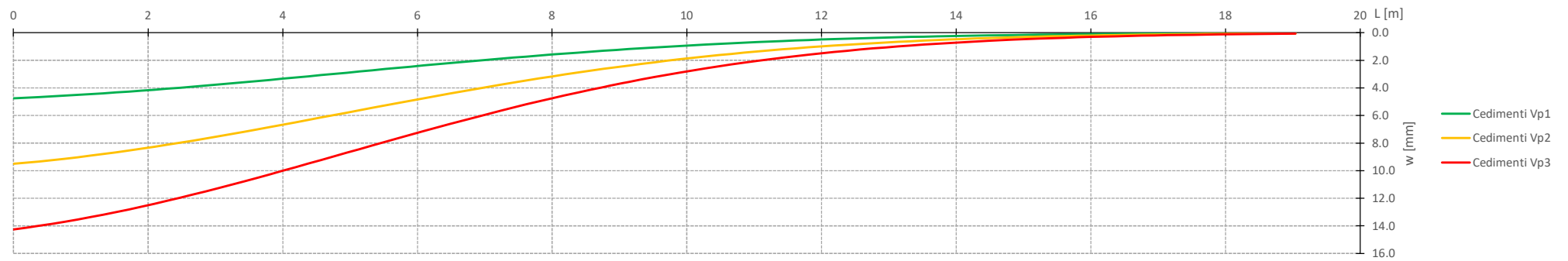
Vista in pianta



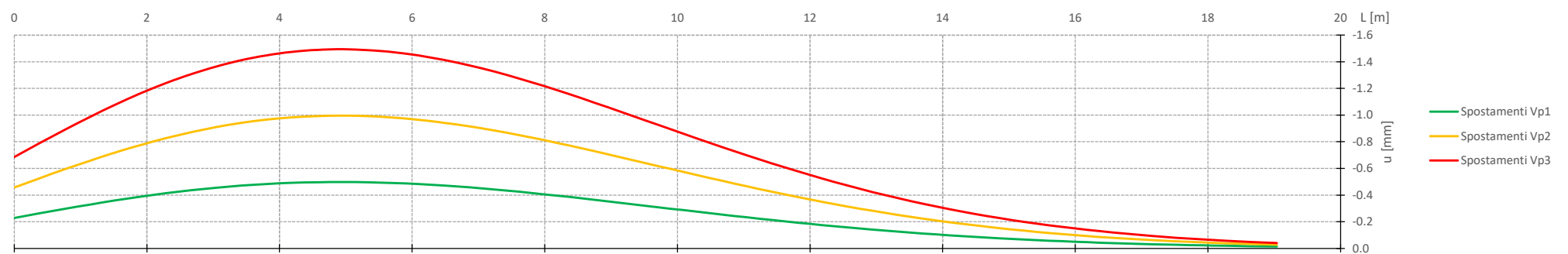
Vista in sezione



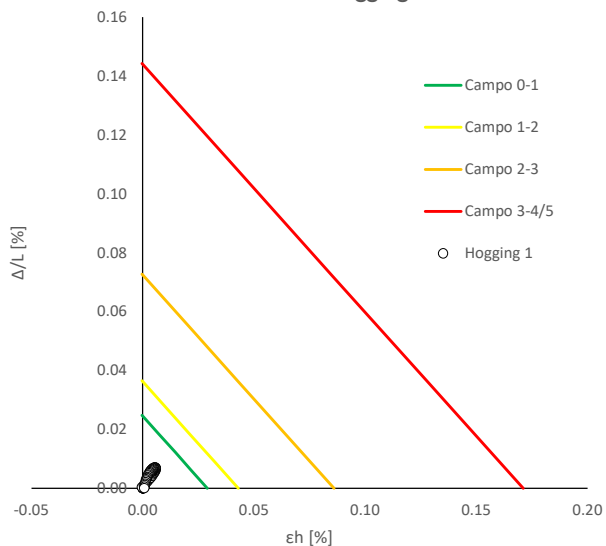
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



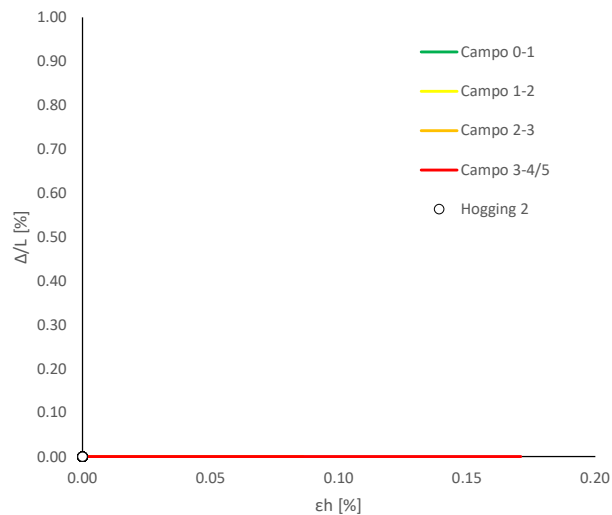
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



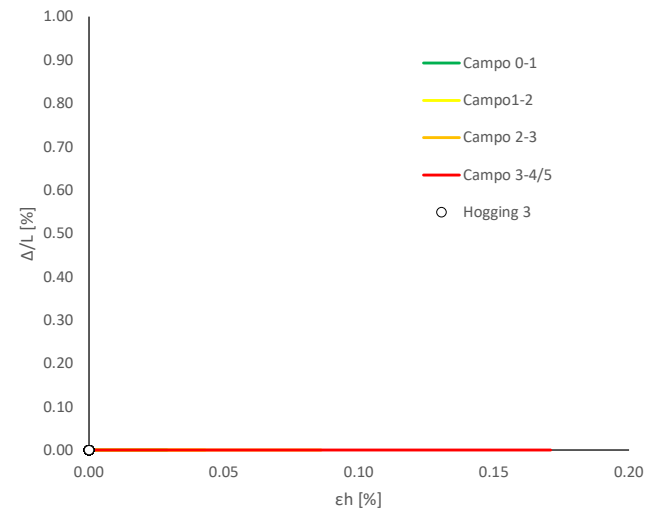
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



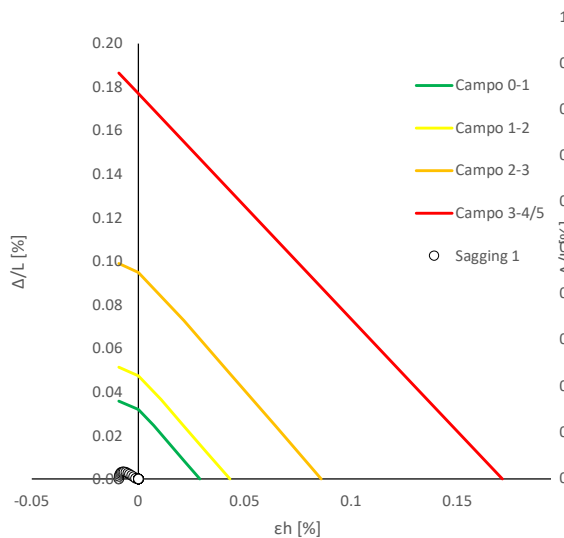
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



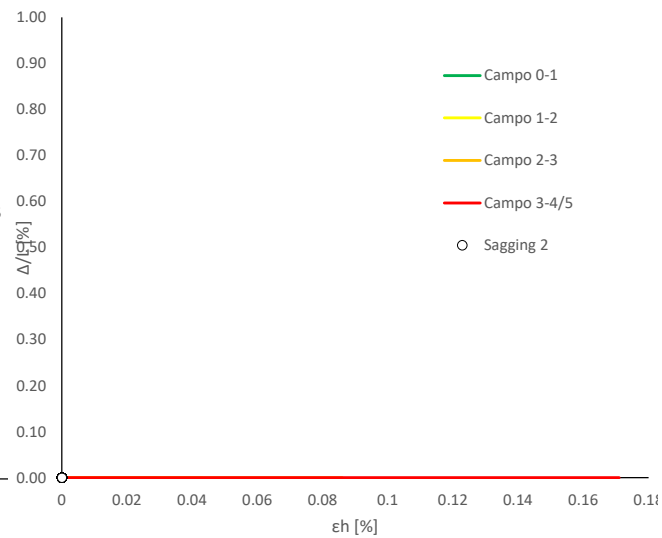
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



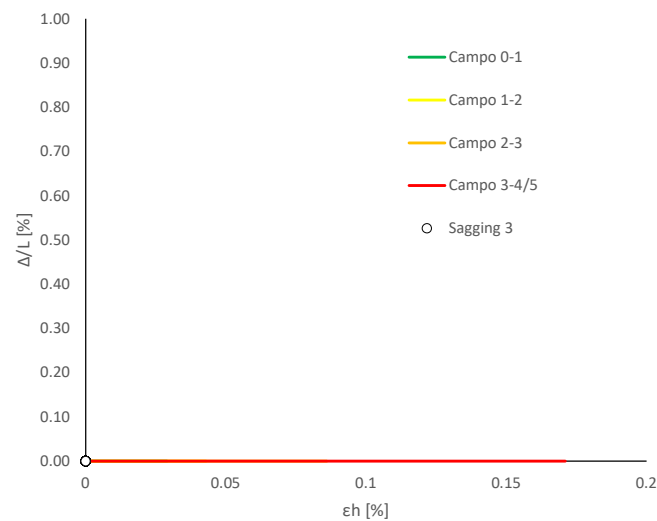
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



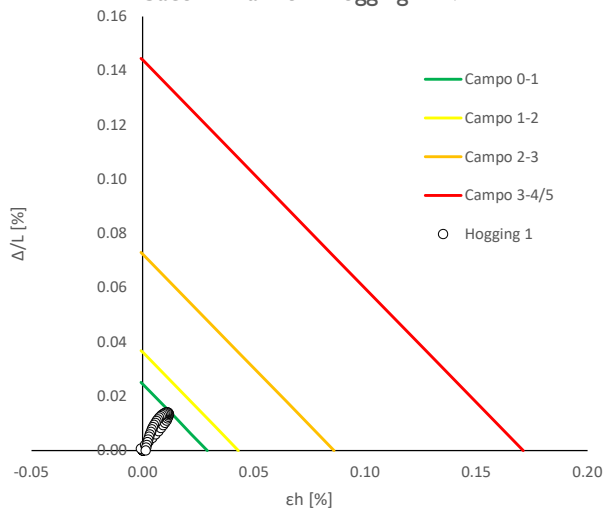
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



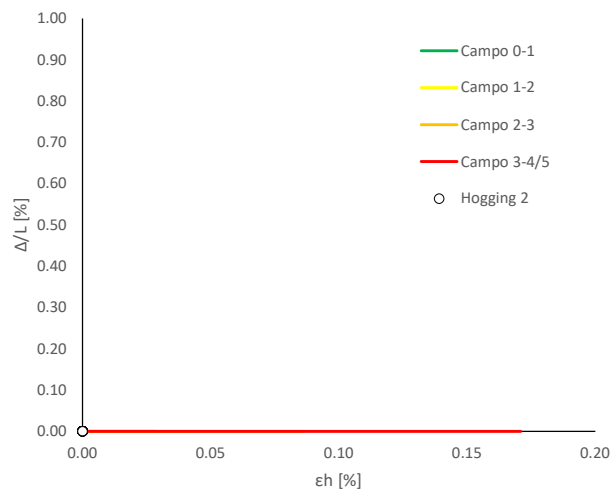
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



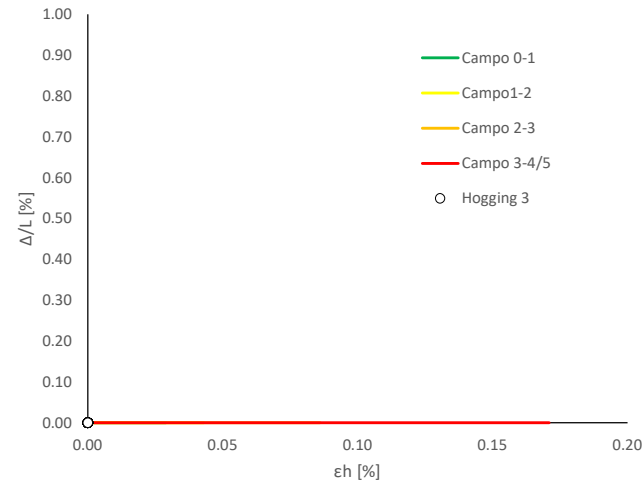
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



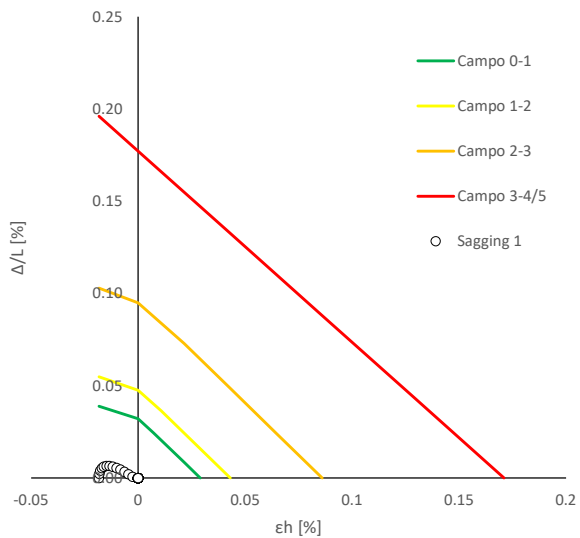
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



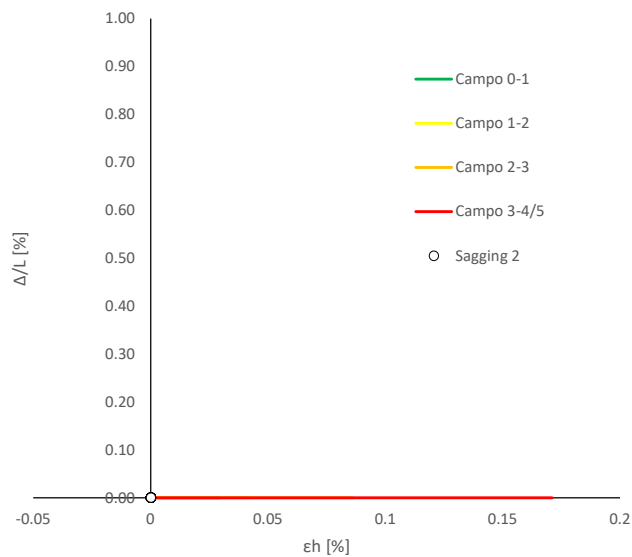
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



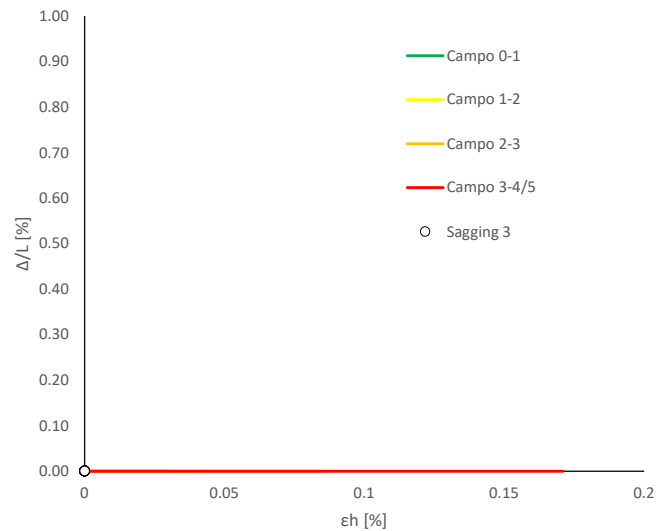
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



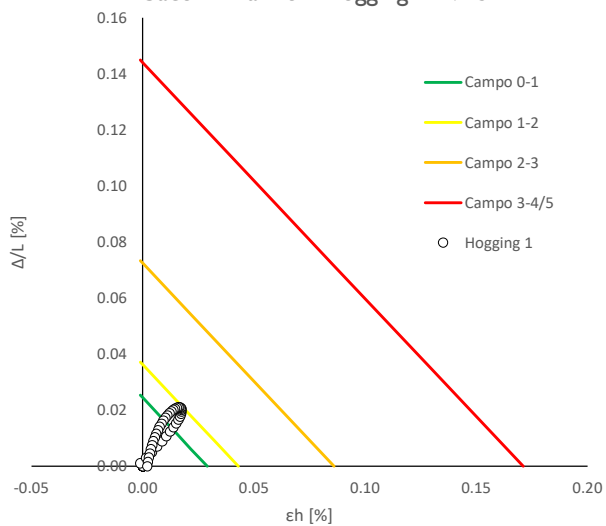
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



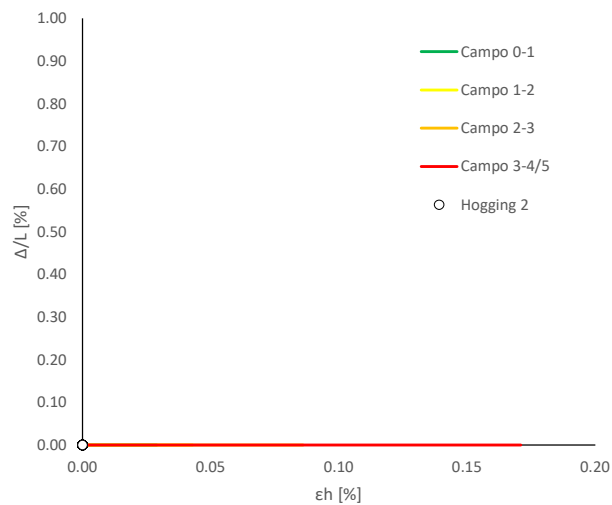
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



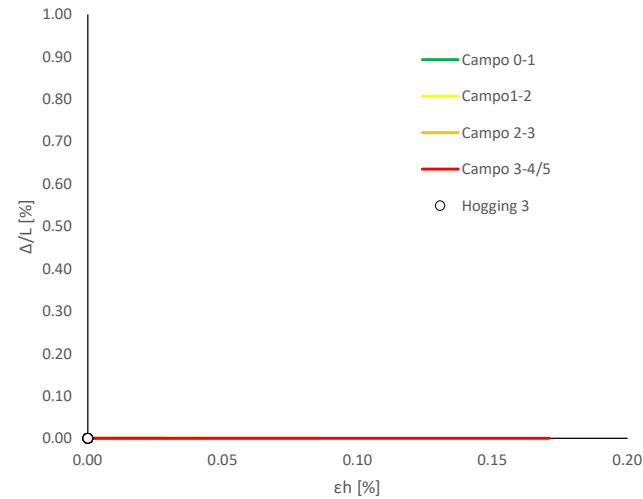
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



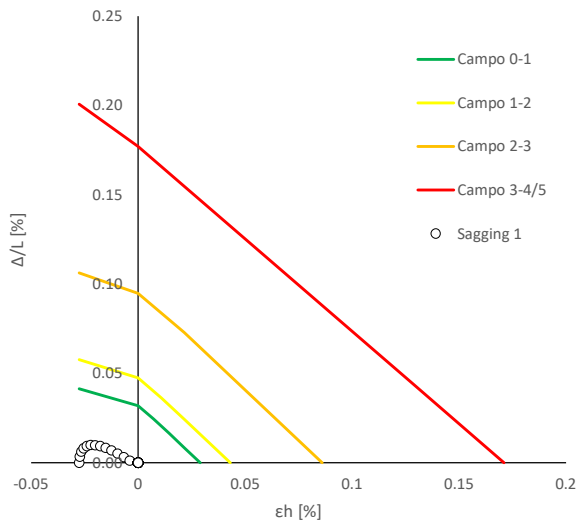
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



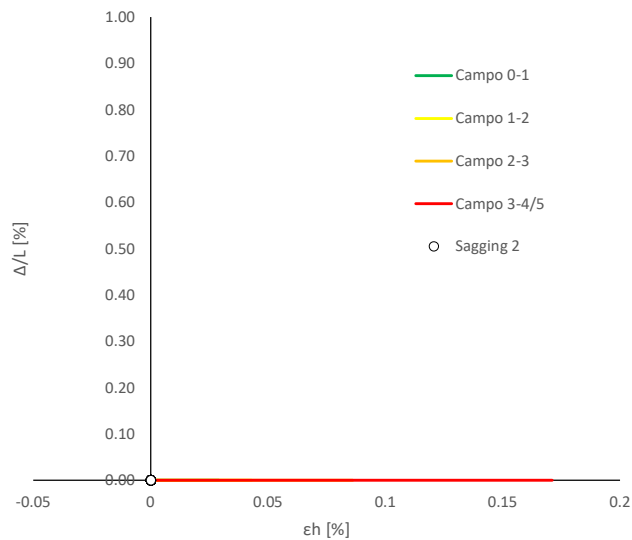
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



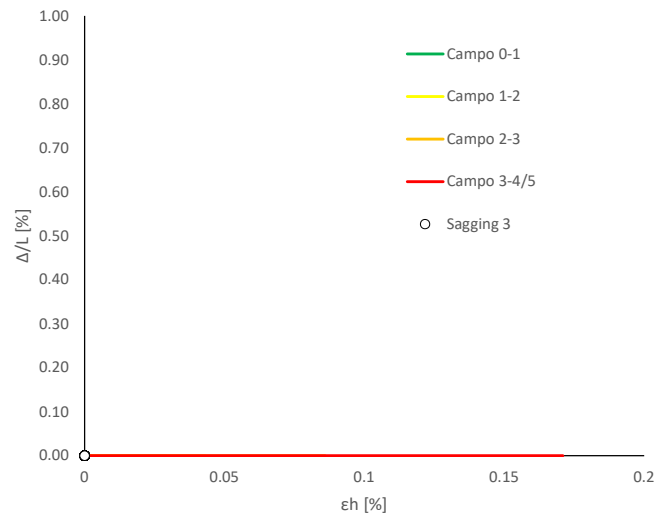
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E1 All\_2"

**Dati Edificio**

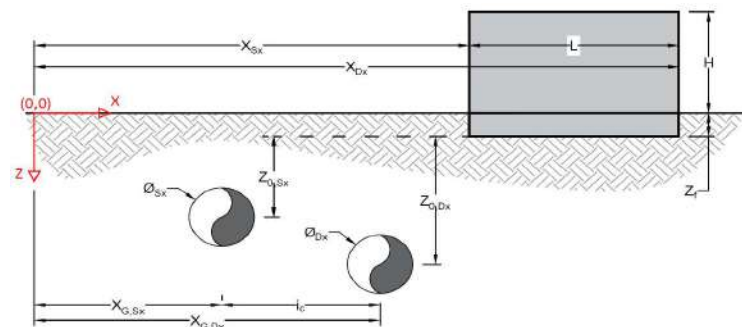
L [m]	10.1	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	66.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	15.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.2	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.2	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.2	12.5	18.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.1
Doppia Galleria	6.3	12.5	18.8

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.2	12.5	18.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.1
Doppia Galleria	6.3	12.5	18.8

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

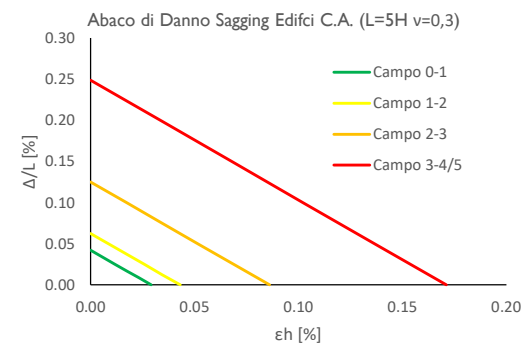
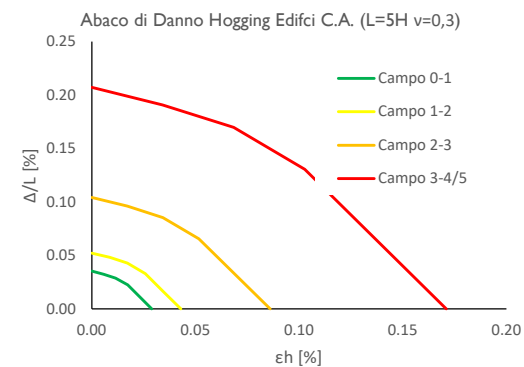
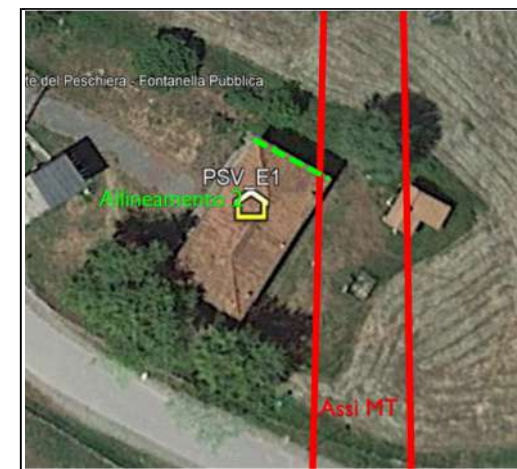
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

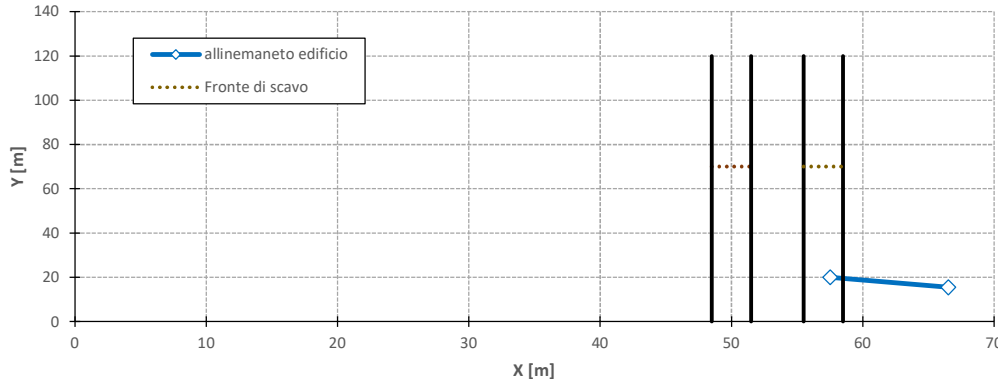
**Lunghezze calcolo [m]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	8.2	8.2	8.2
Sagging 1	1.9	1.9	1.9
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

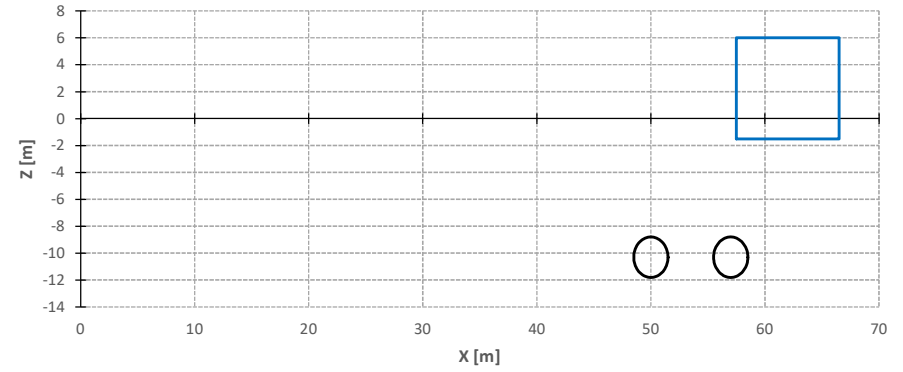




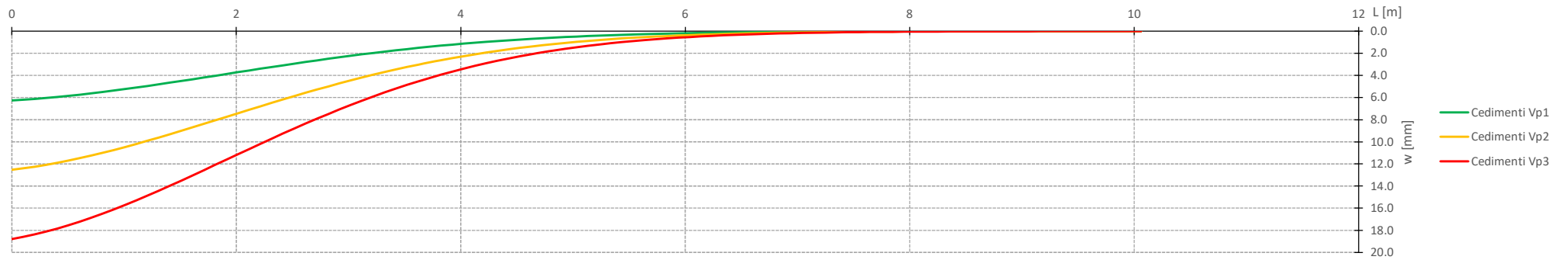
Vista in pianta



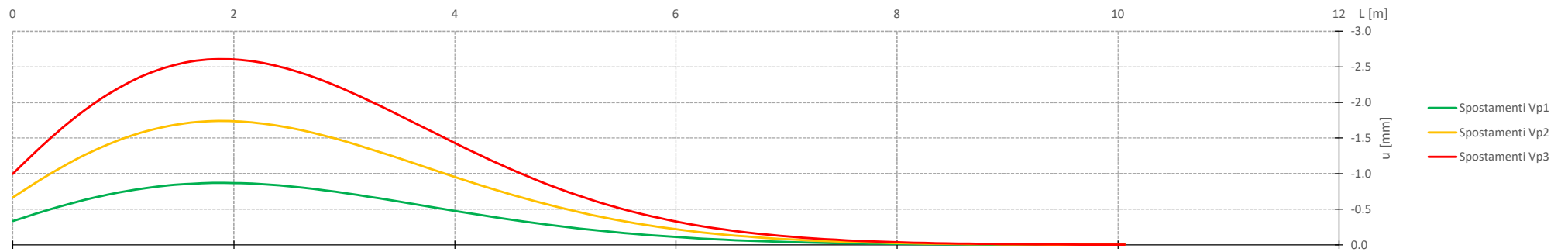
Vista in sezione

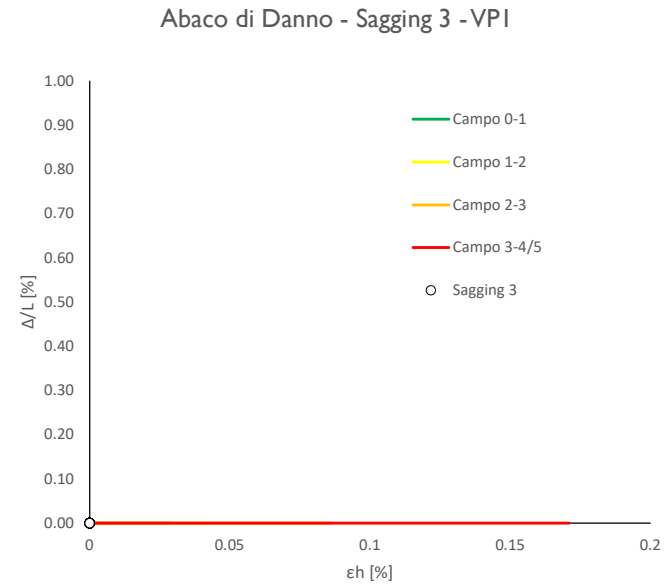
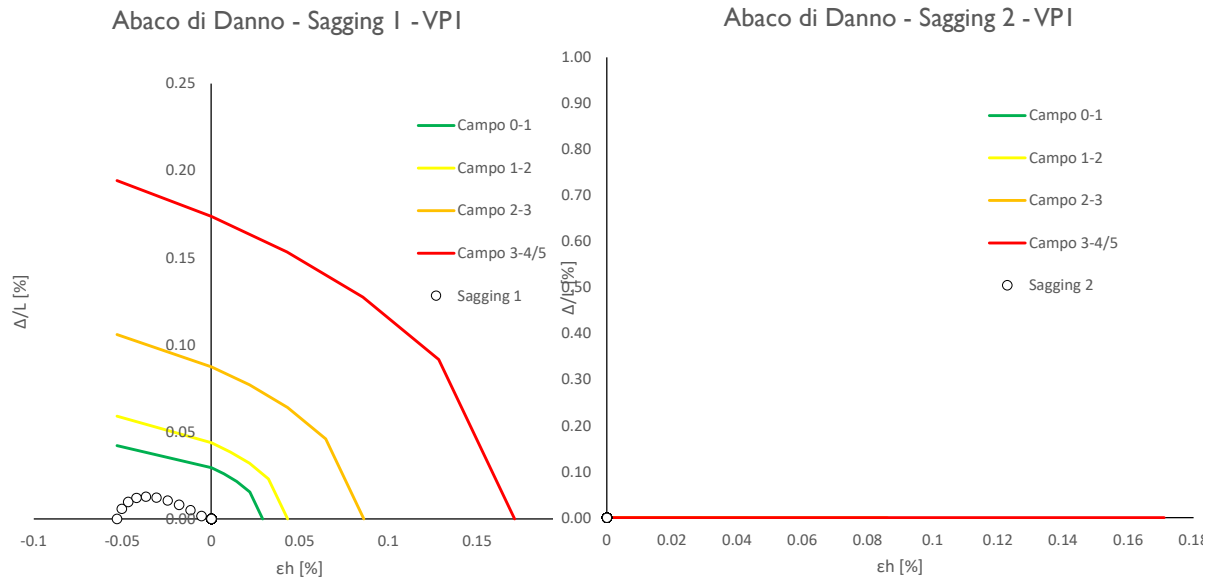
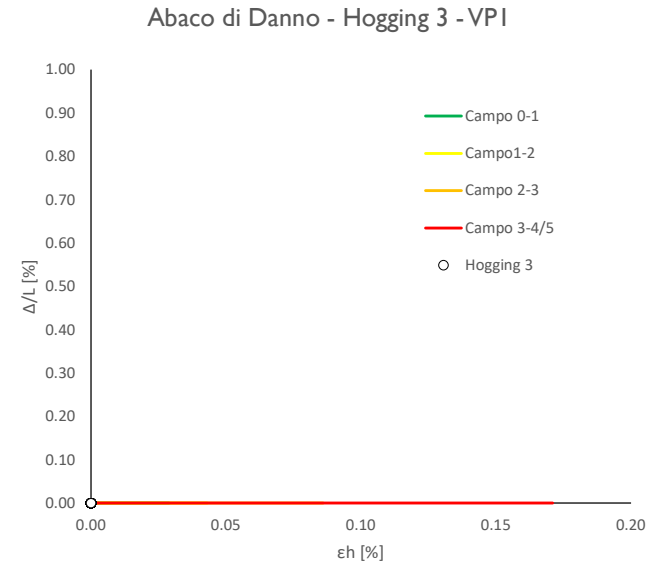
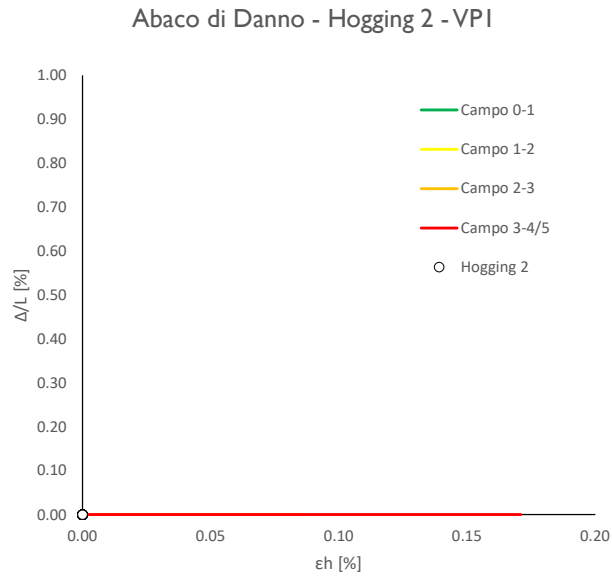
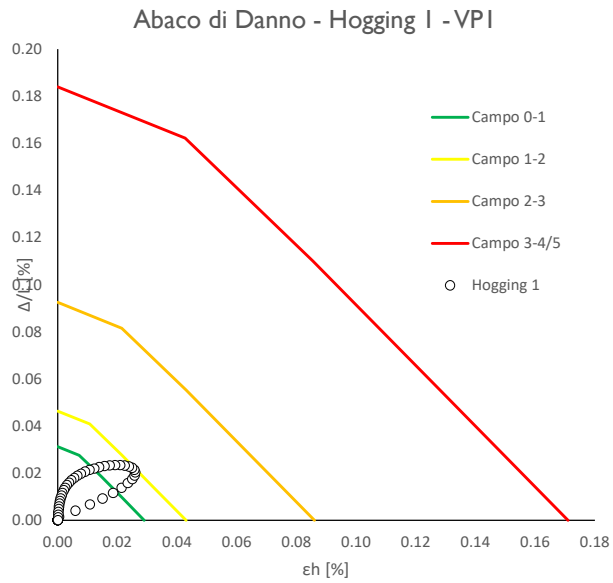


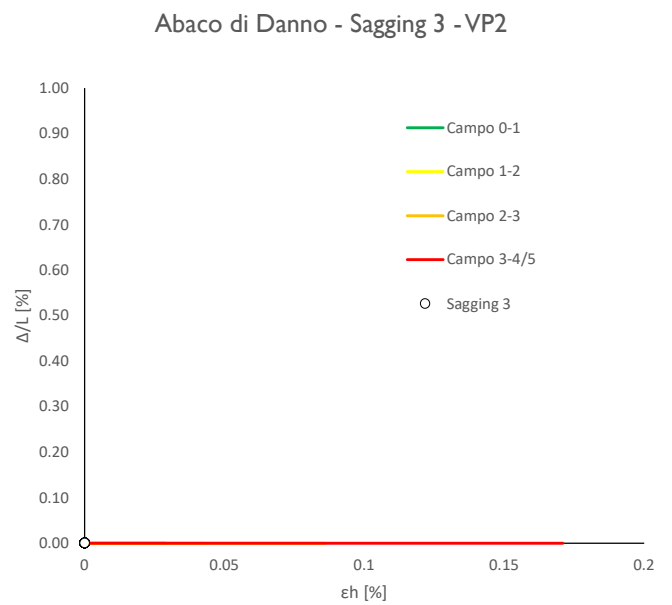
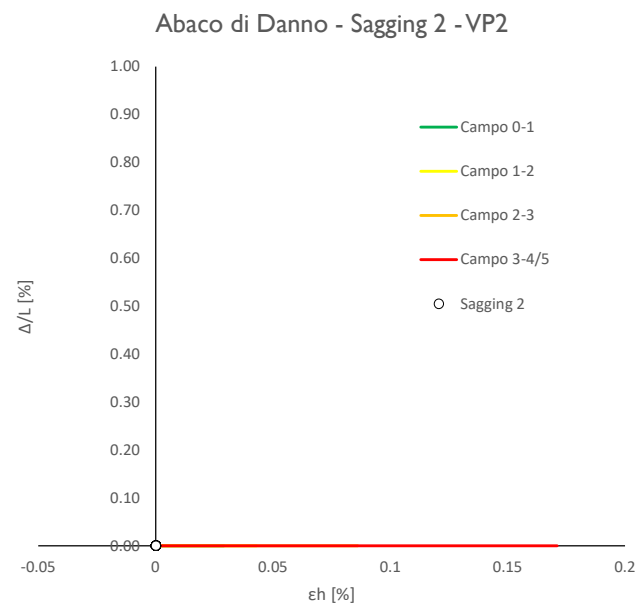
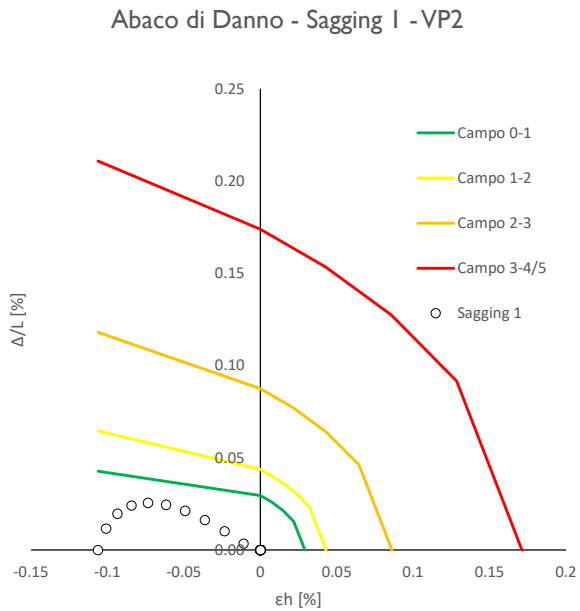
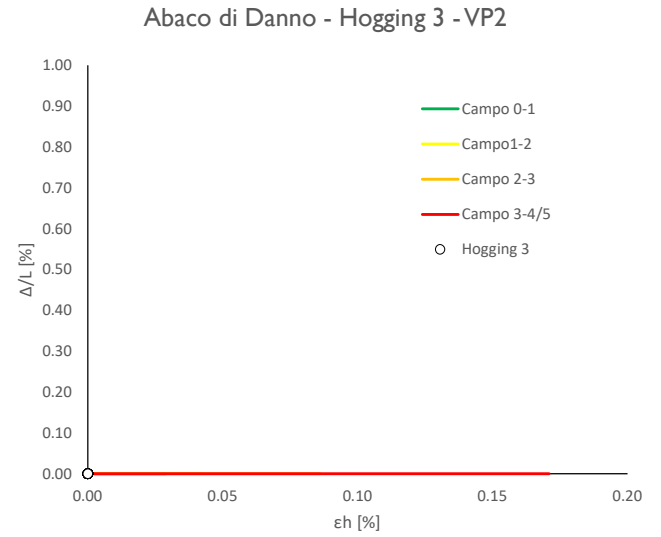
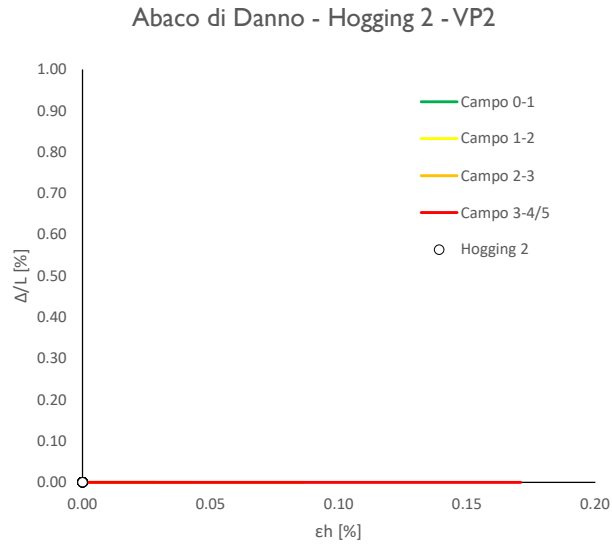
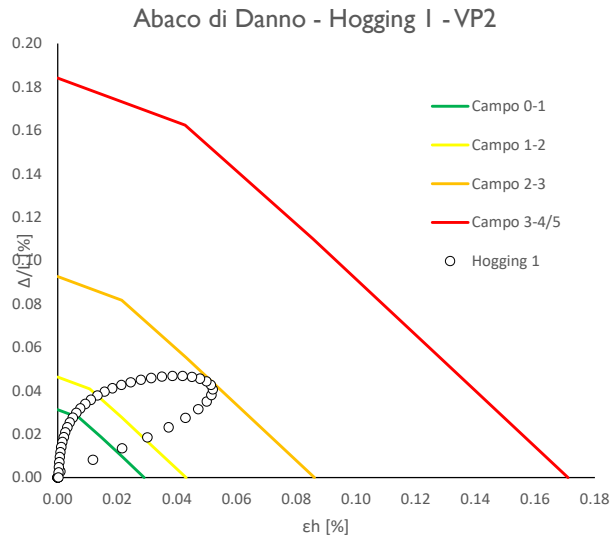
Cedimenti Verticali allineamento Fabbriato



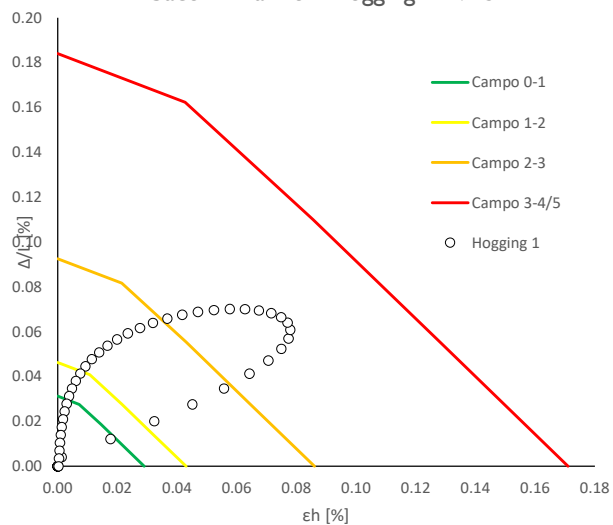
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbriato



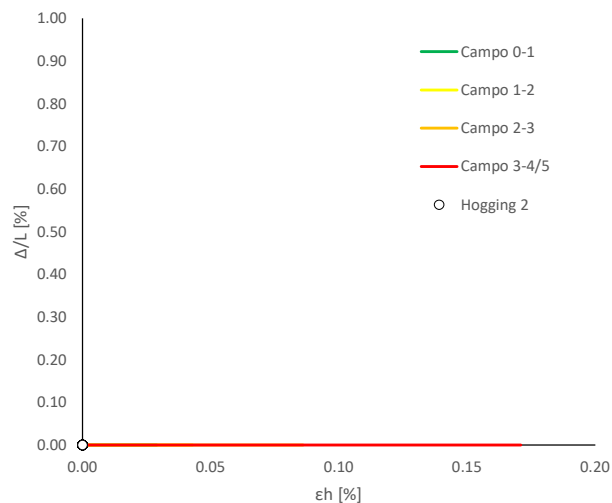




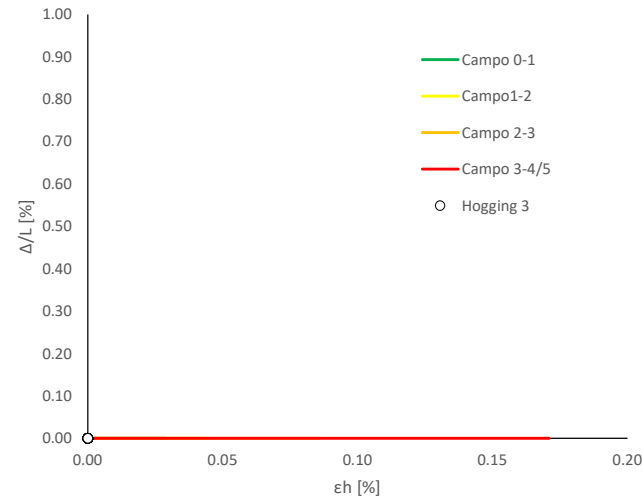
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



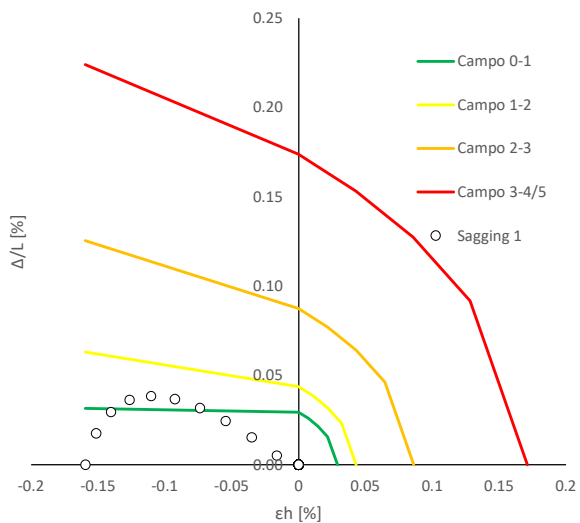
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



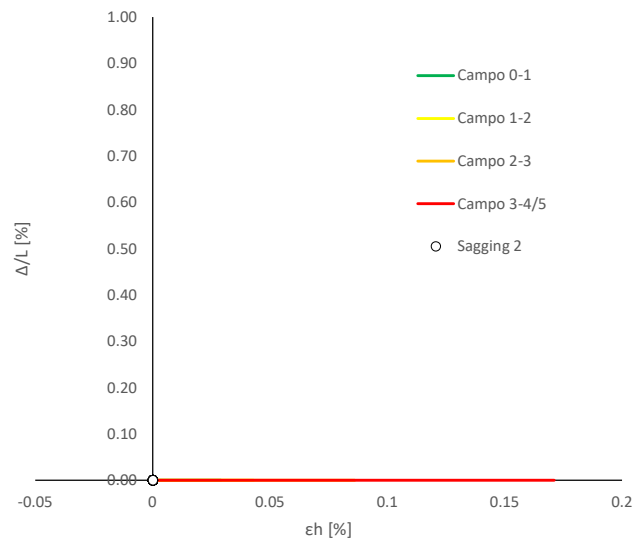
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



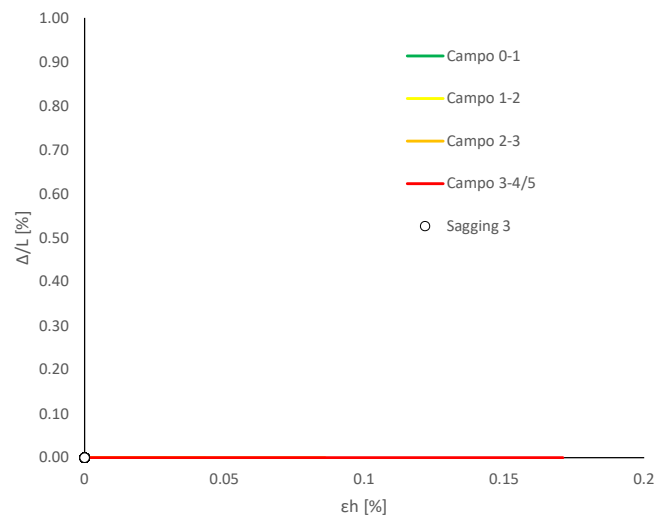
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E1 All\_2" Interazione T/S

**Dati Edificio**

L [m]	10.1	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	66.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	15.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.08	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.08	Punto di flesso Galleria Dx

**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	9.0	13.6
Galleria Dx	0.2	0.5	0.7
Doppia Galleria	4.8	9.5	14.3

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	9.0	13.6
Galleria Dx	0.2	0.5	0.7
Doppia Galleria	4.8	9.5	14.3

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

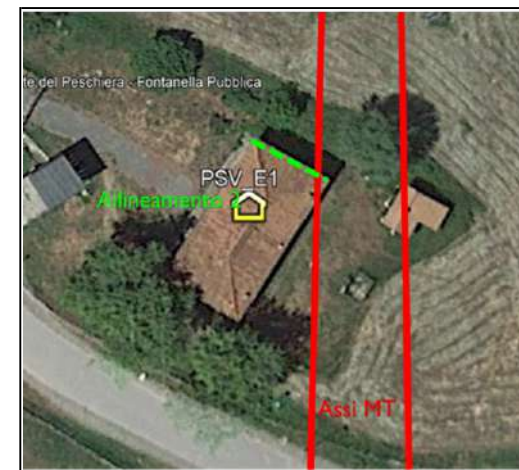
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.1	0.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.1	0.1

**Tipo di Danno**

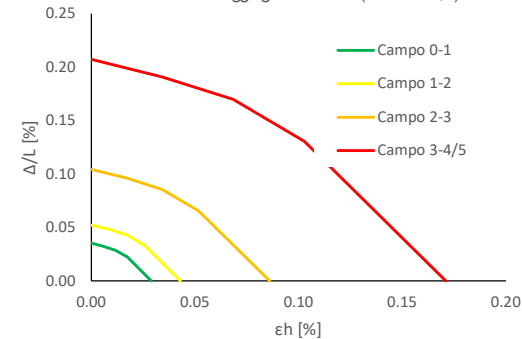
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

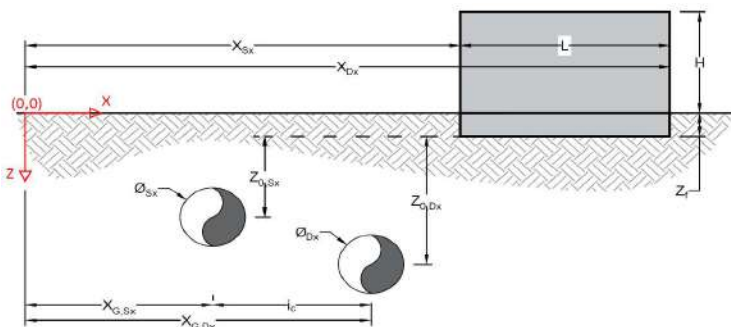
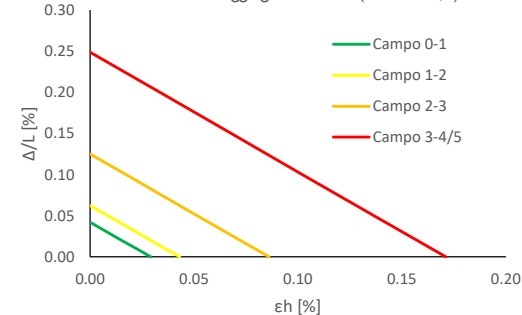
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	7.3	7.3	7.3
Sagging 1	2.7	2.7	2.7
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



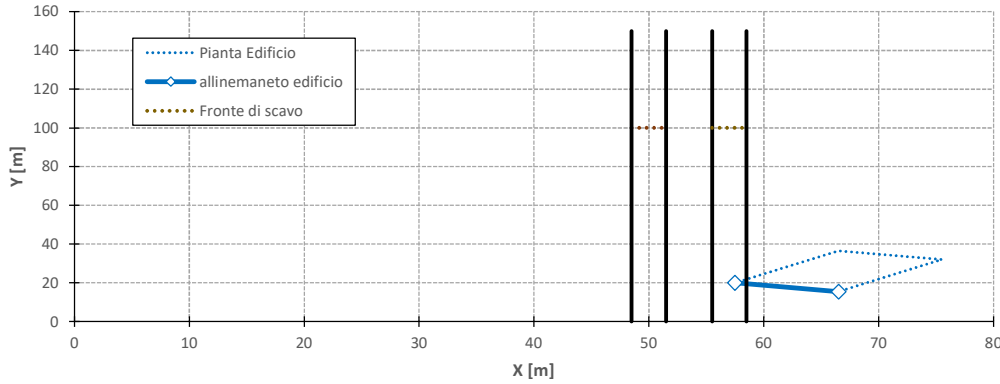
Abaco di Danno Hogging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



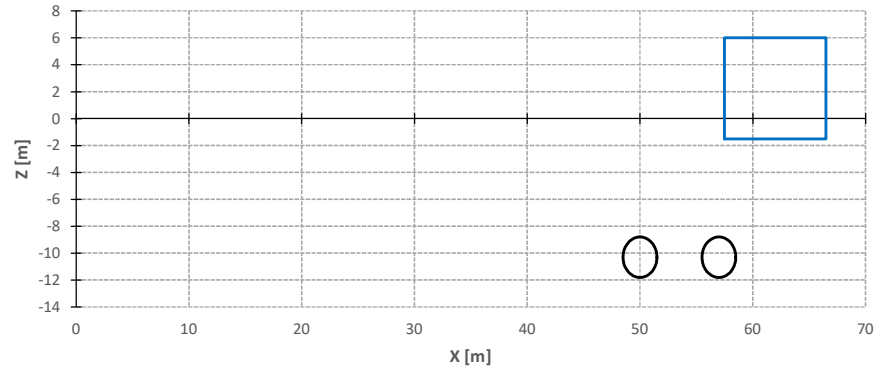
Abaco di Danno Sagging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



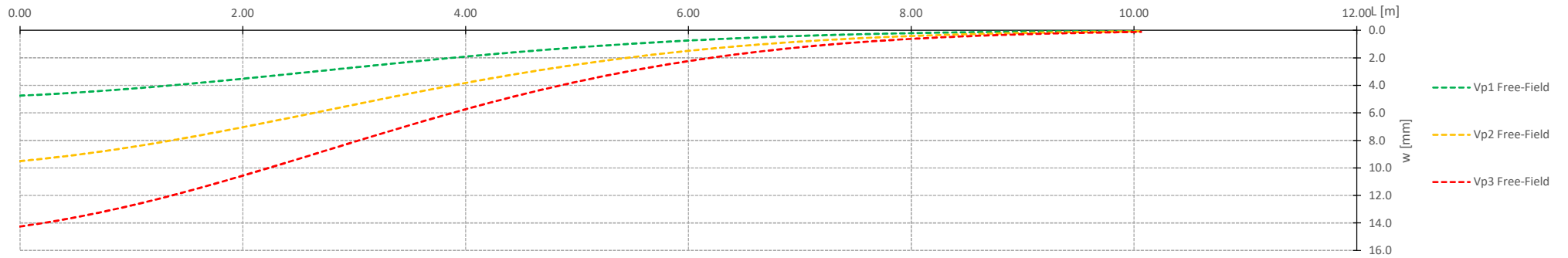
Vista in pianta



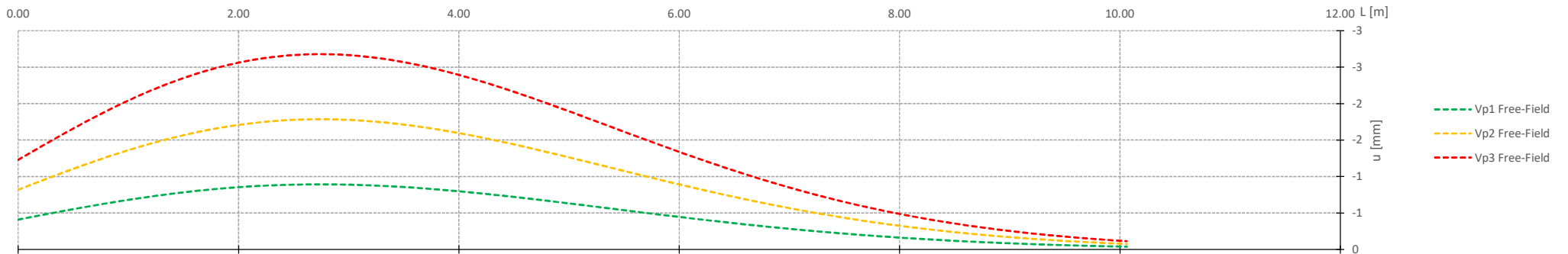
Vista in sezione



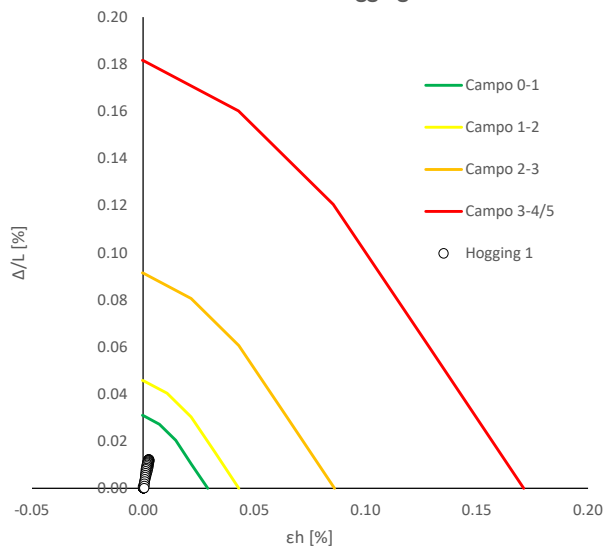
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



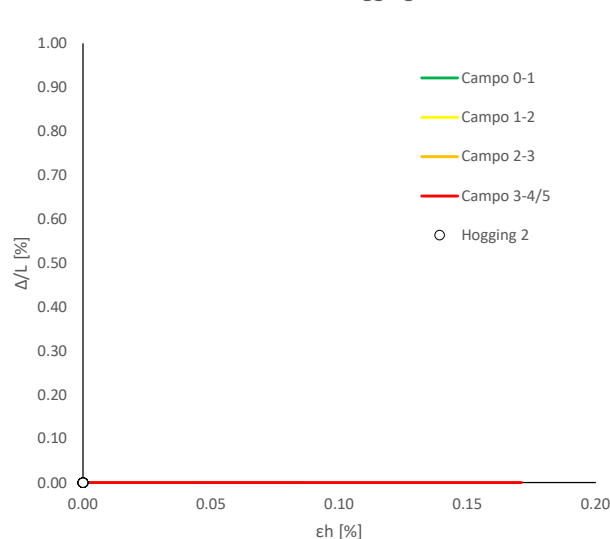
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



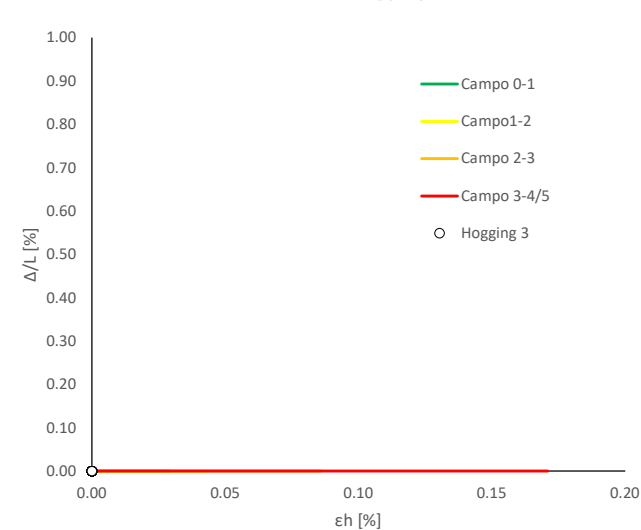
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



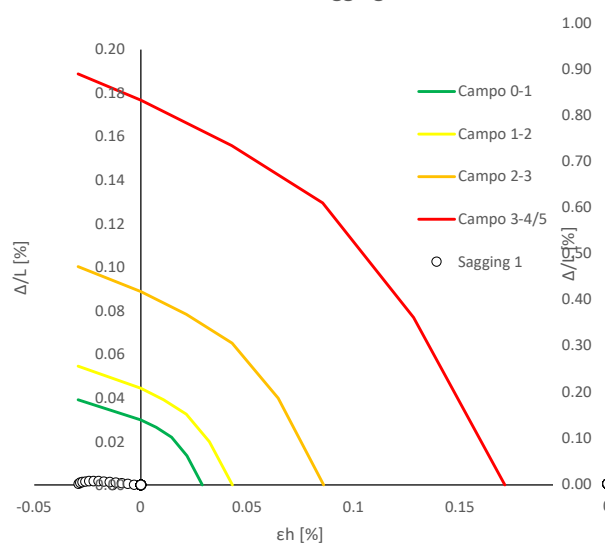
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



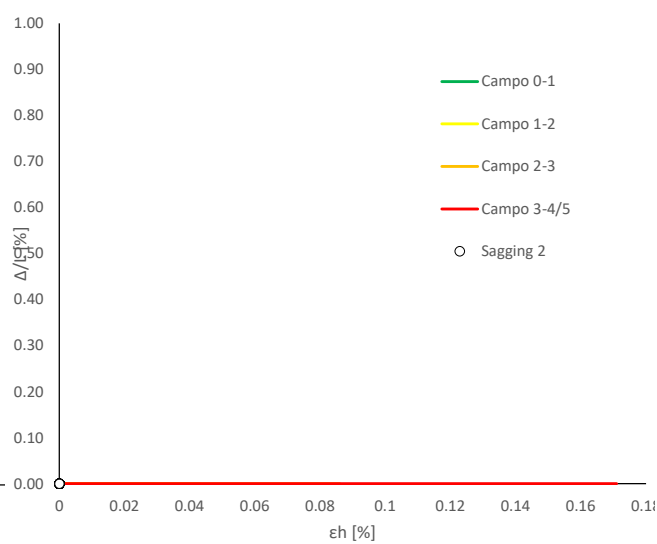
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



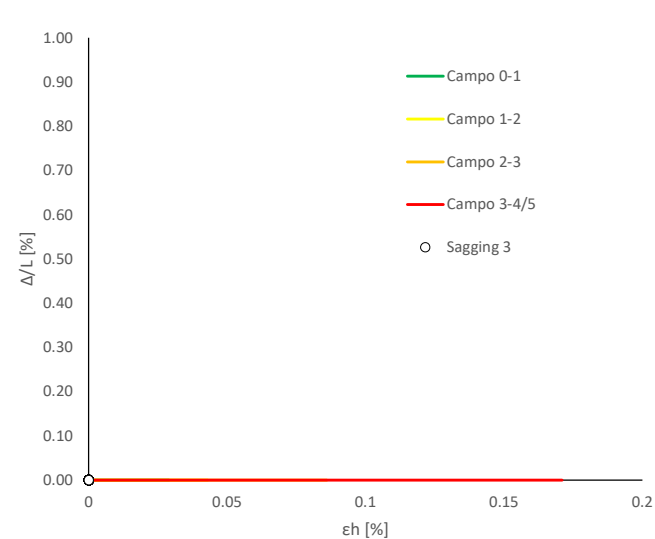
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



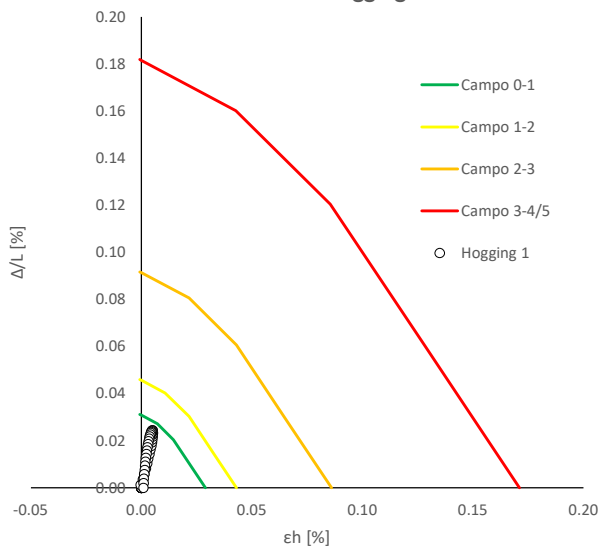
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



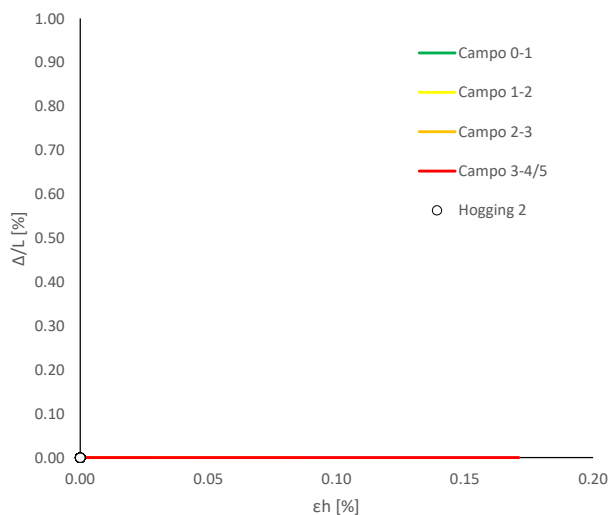
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



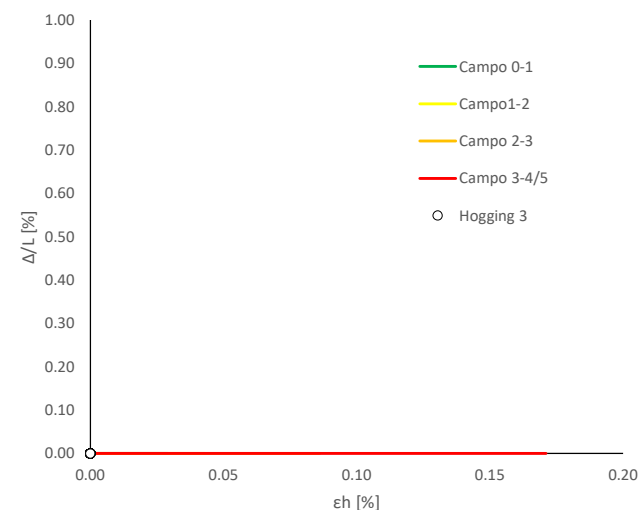
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



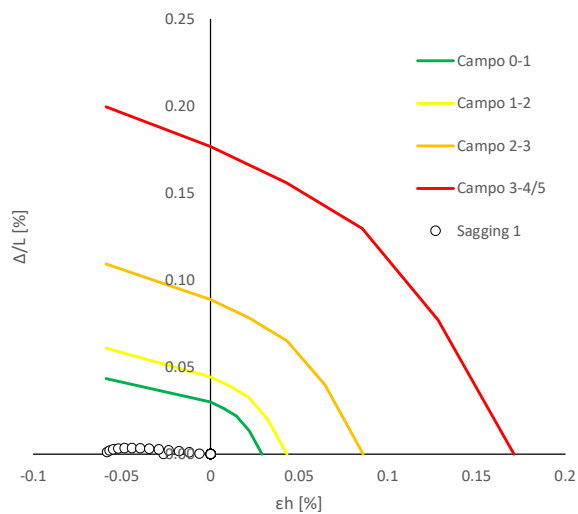
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



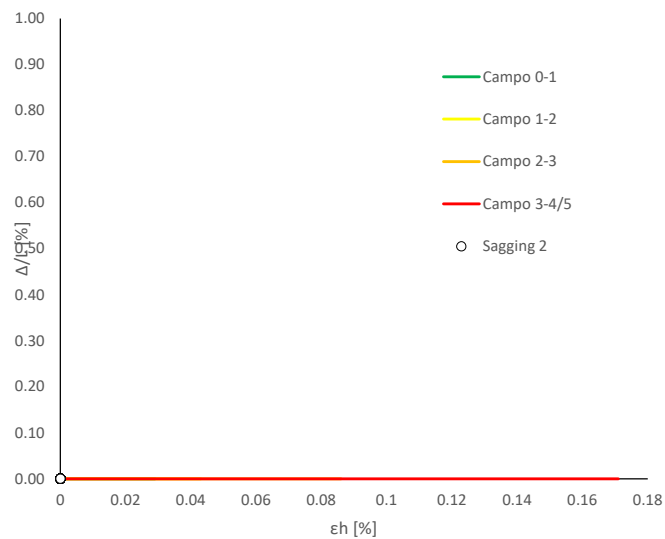
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



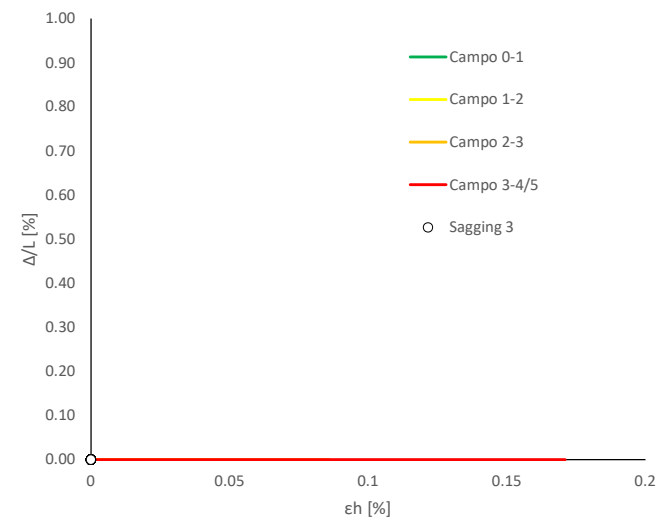
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2

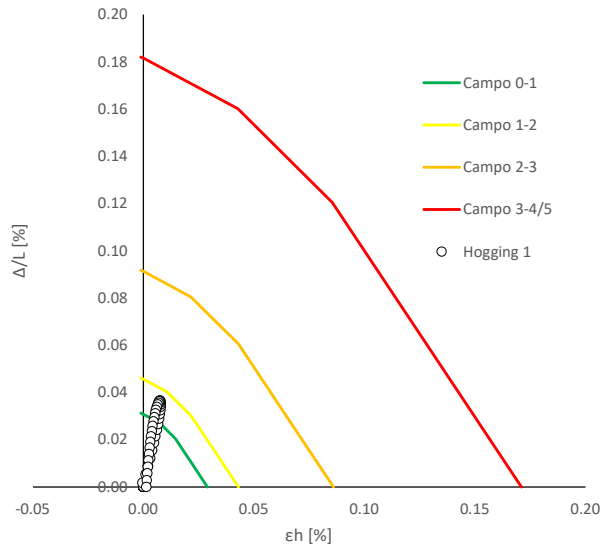


Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2

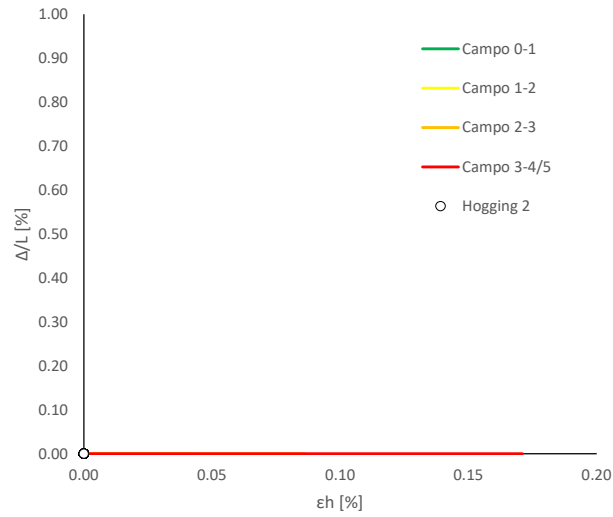




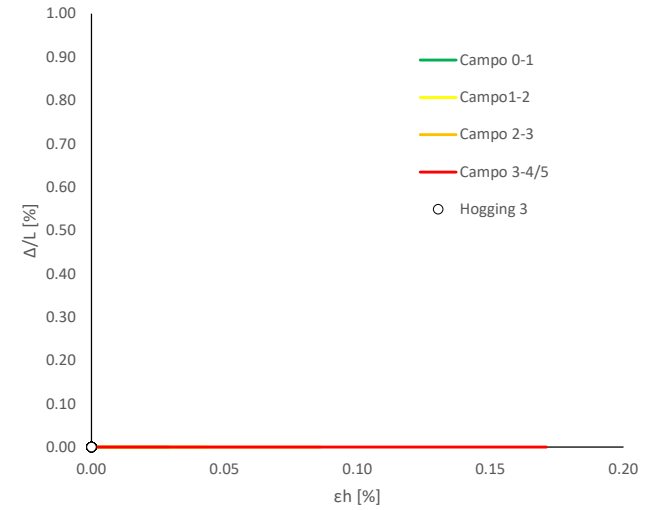
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



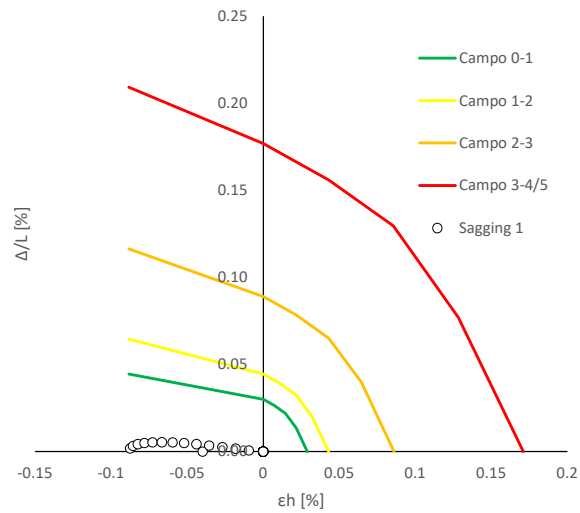
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



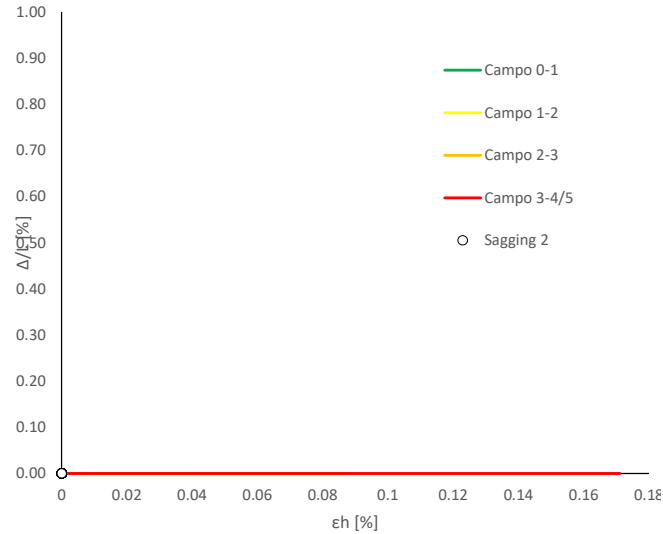
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



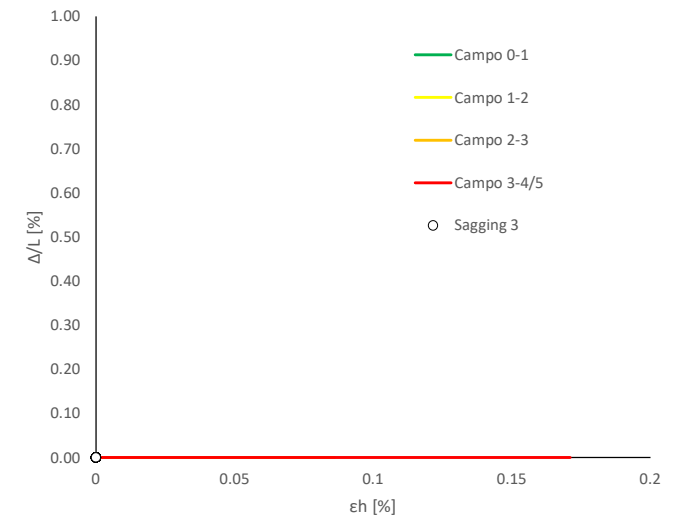
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E2 All\_1"

**Dati Edificio**

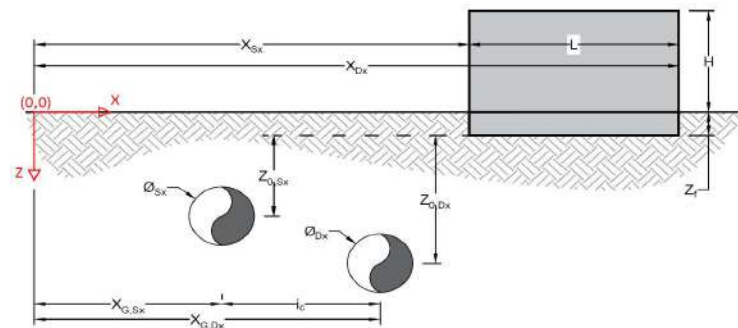
L [m]	11.9	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.9	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.9	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	68.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	17.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Industriale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.225	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.225	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.3	12.7	19.0
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	6.4	12.8	19.1

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.3	12.7	19.0
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	6.4	12.8	19.1

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

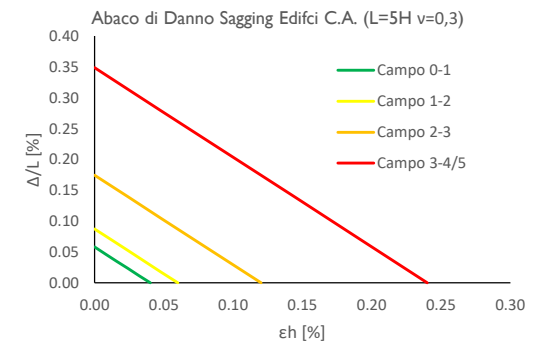
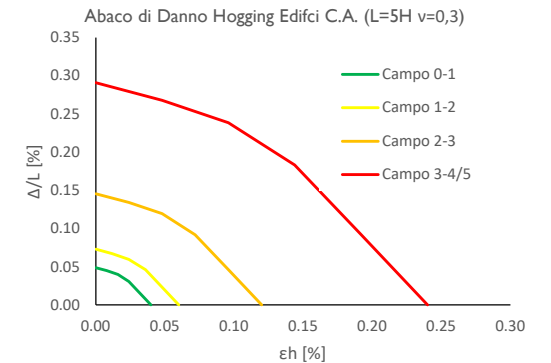
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

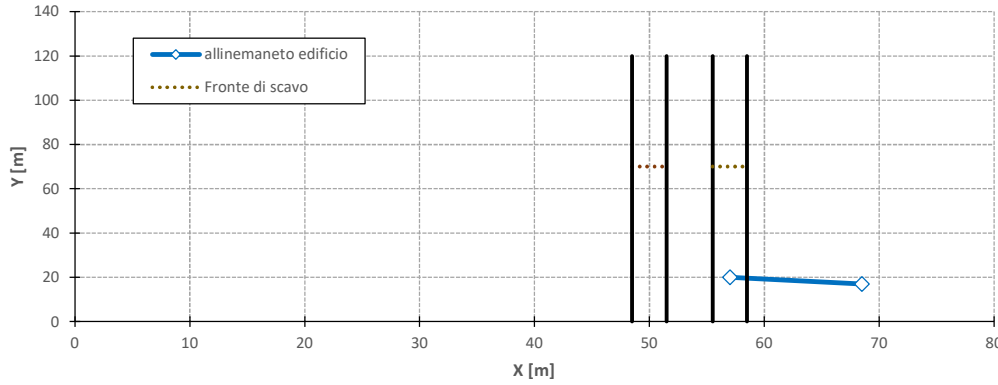
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

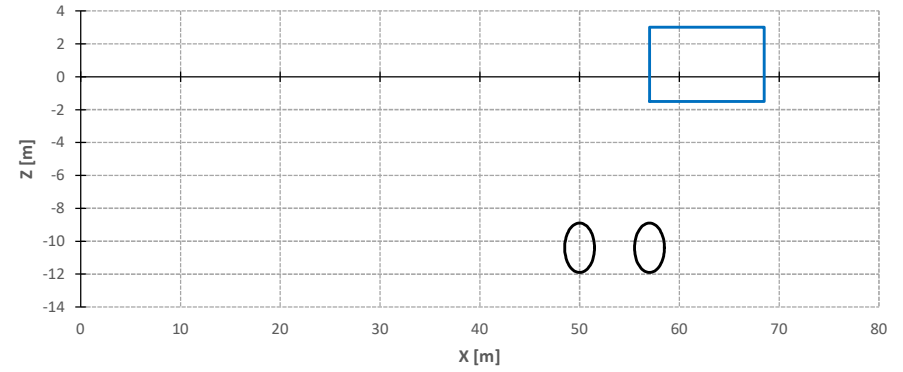
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	9.6	9.6	9.6
Sagging 1	2.3	2.3	2.3
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



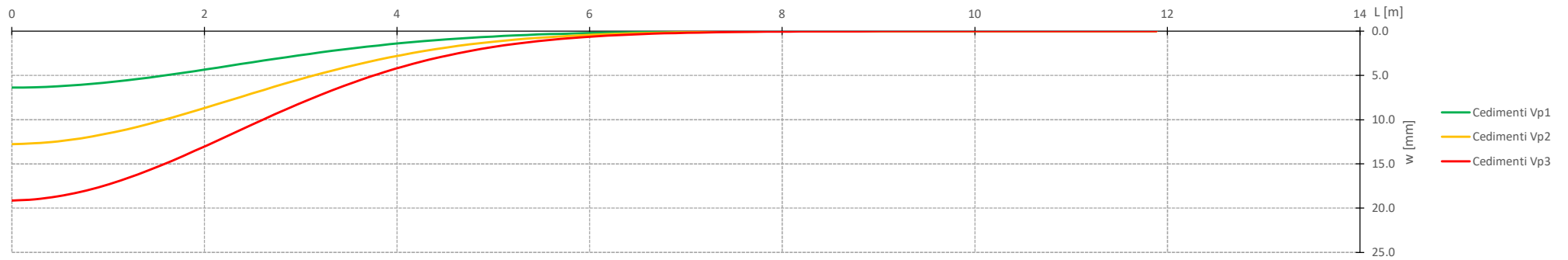
Vista in pianta



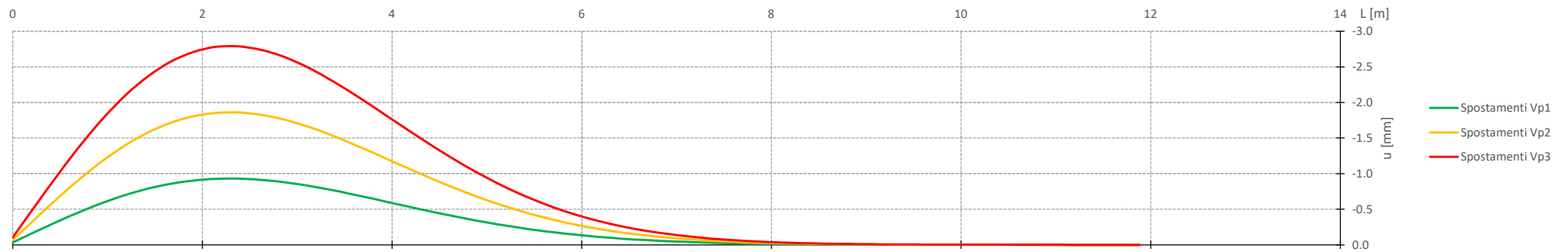
Vista in sezione

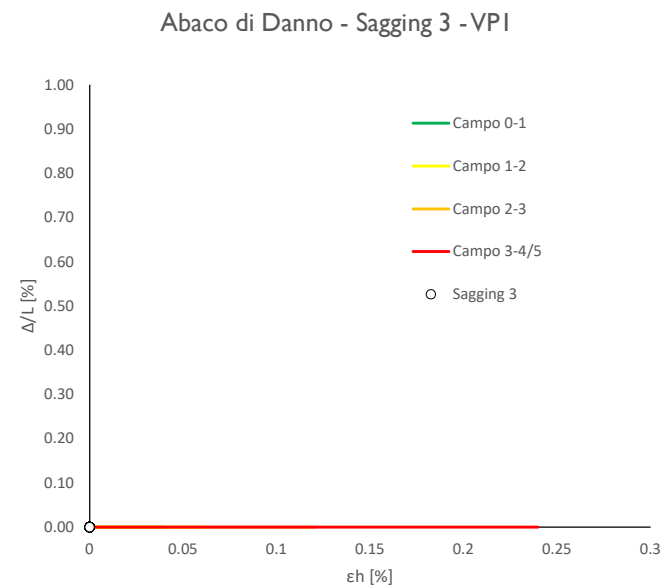
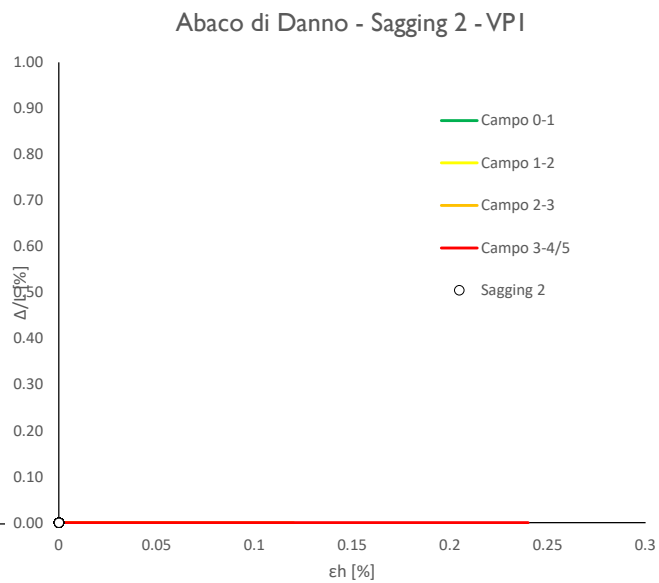
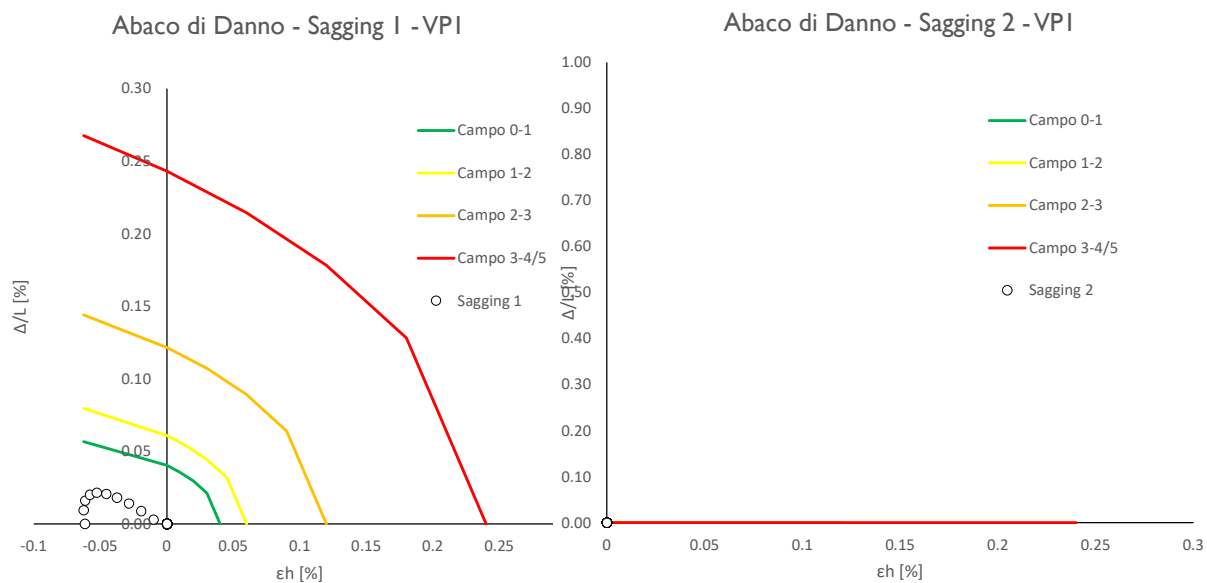
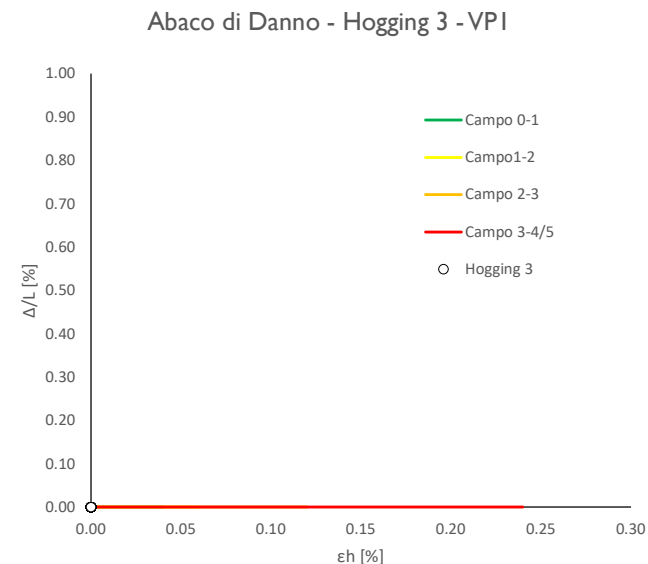
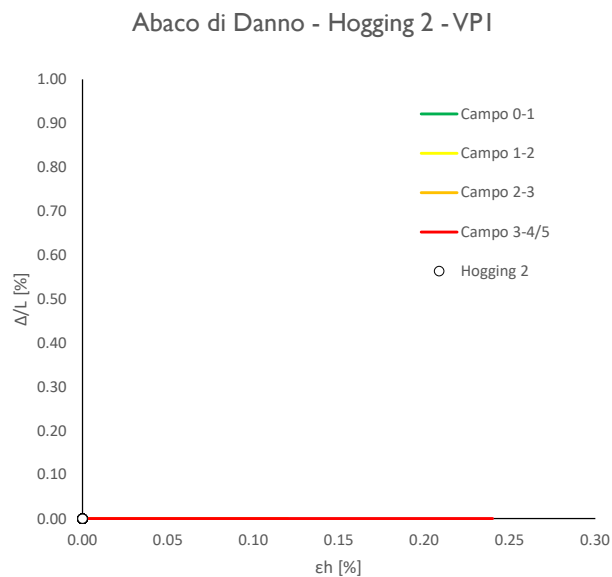
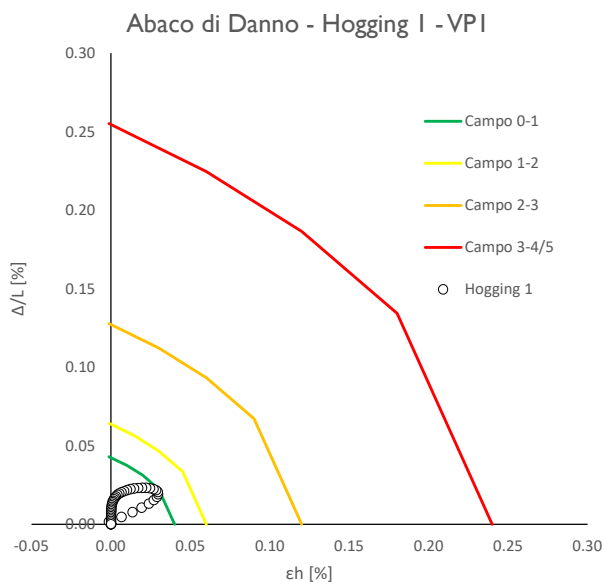


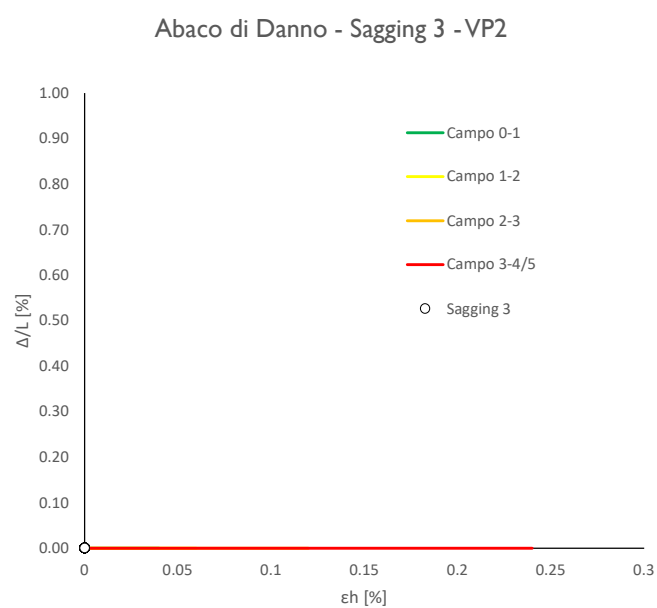
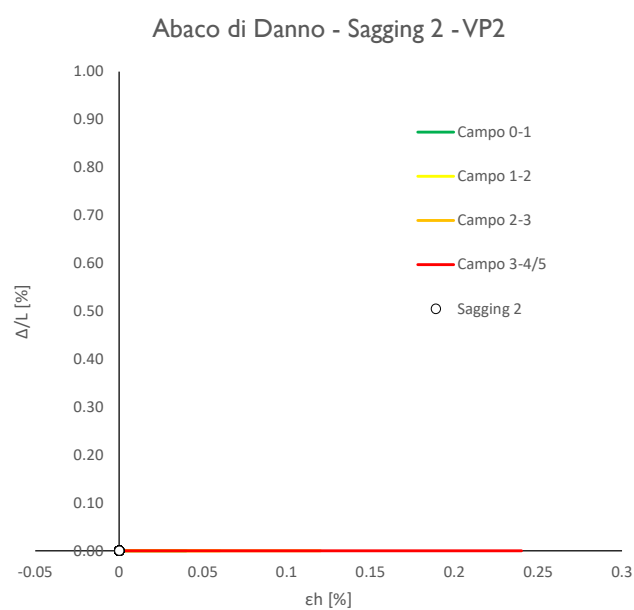
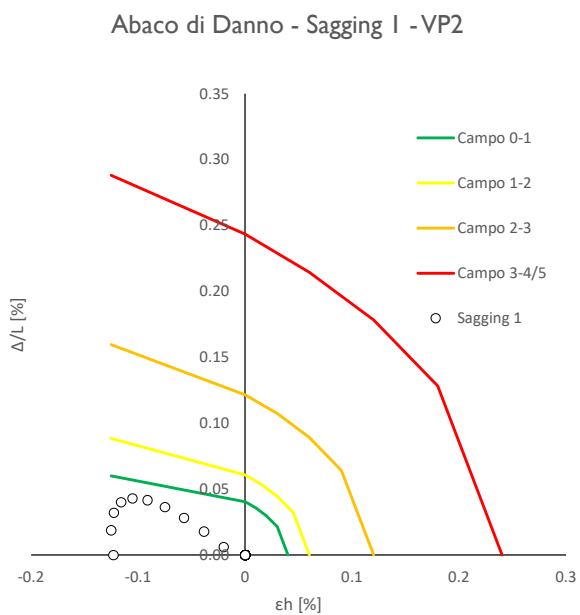
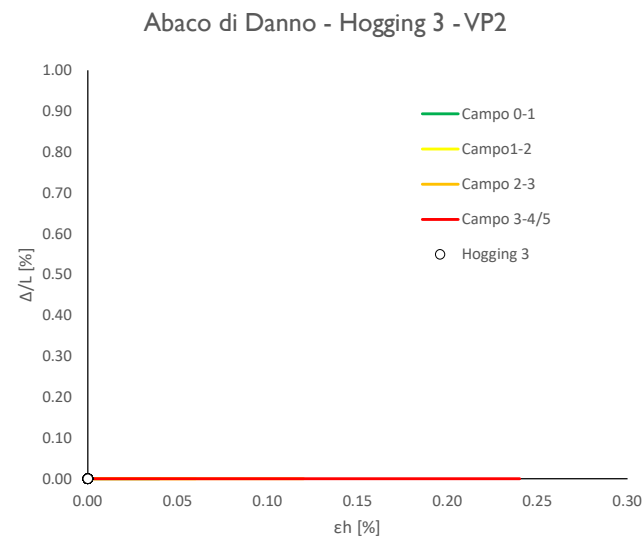
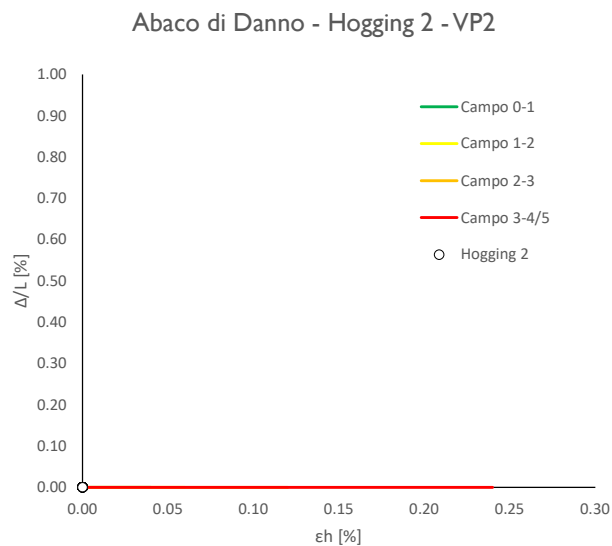
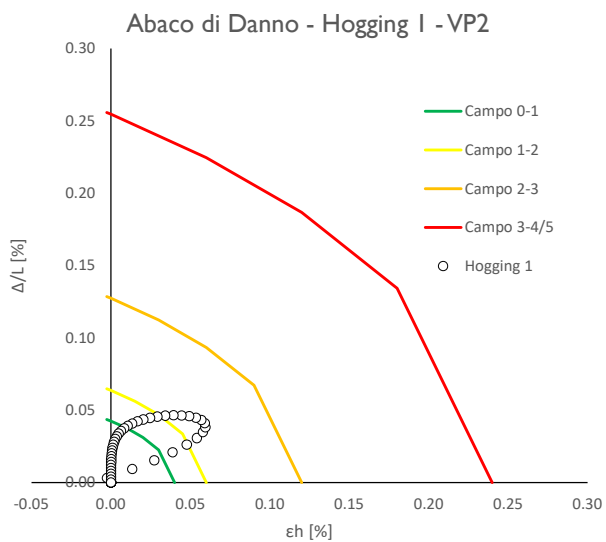
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato

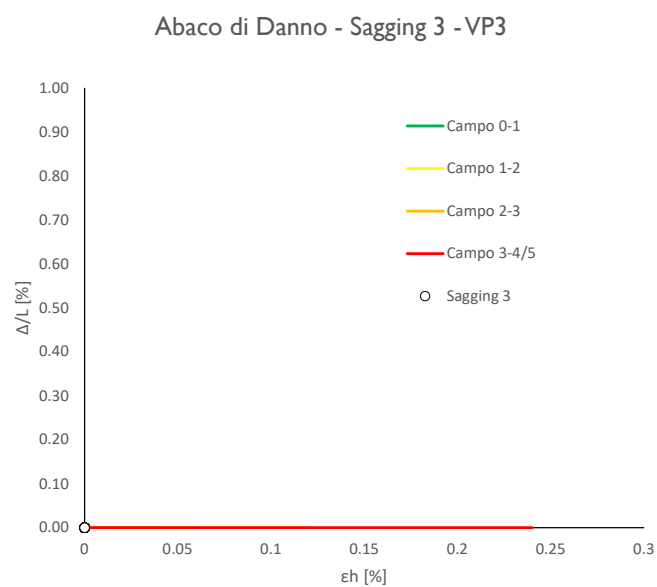
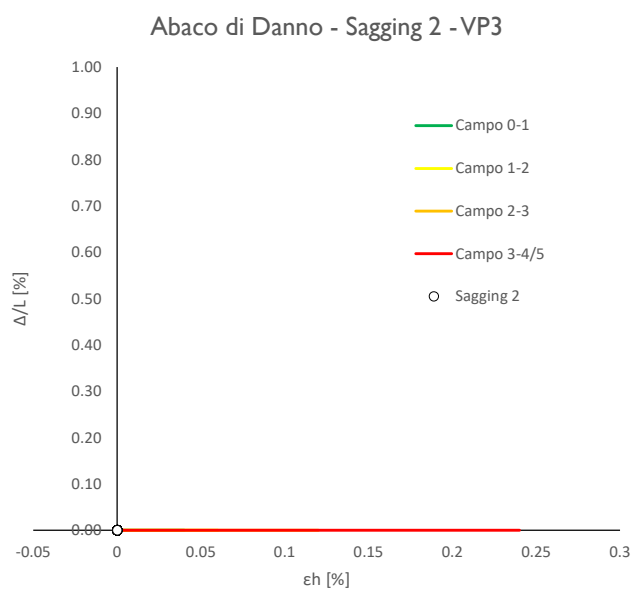
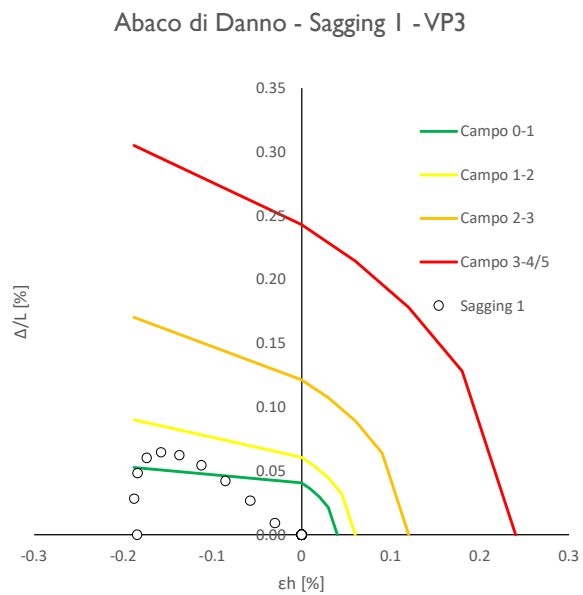
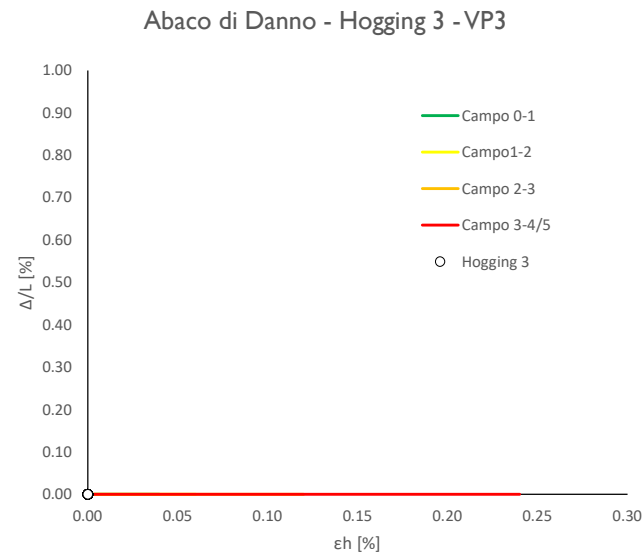
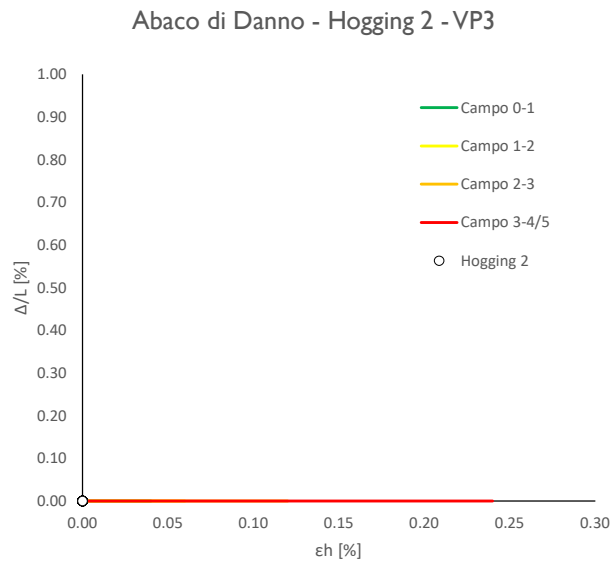
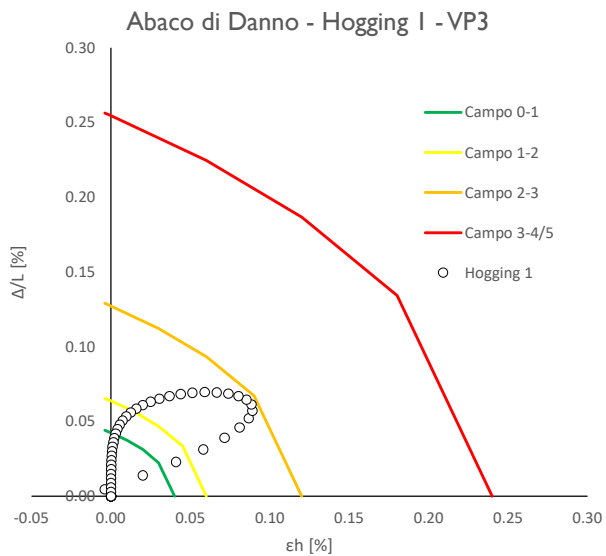


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato









Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E2 All\_2"

**Dati Edificio**

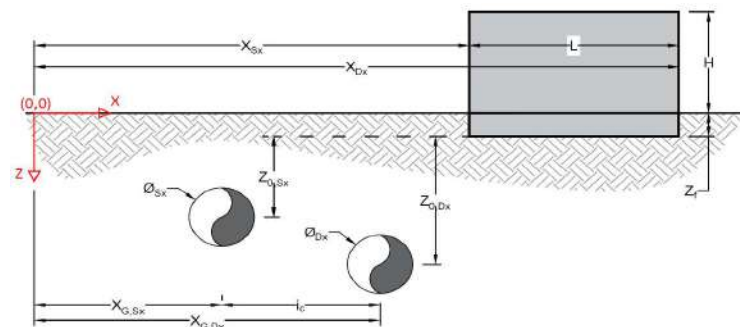
L [m]	18.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.9	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.9	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	62.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	37.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.225	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.225	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.3	12.7	19.0
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	6.4	12.8	19.1

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

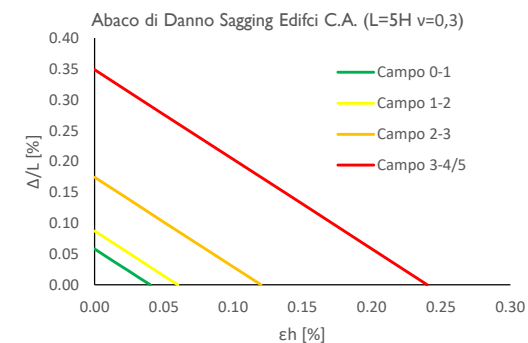
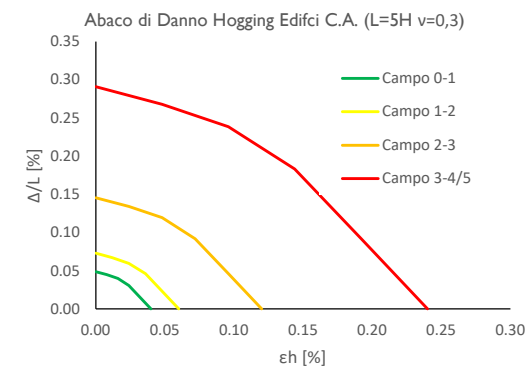
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.3	12.7	19.0
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	6.4	12.8	19.1

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

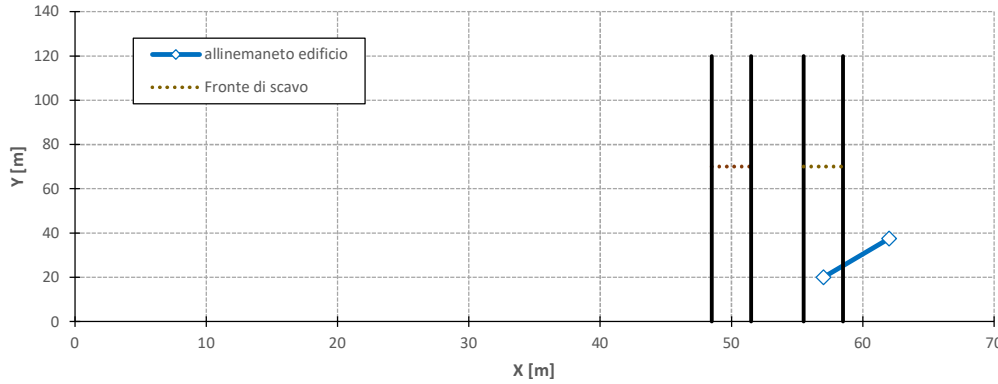
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.5	1.0	1.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.5	1.0	1.5

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

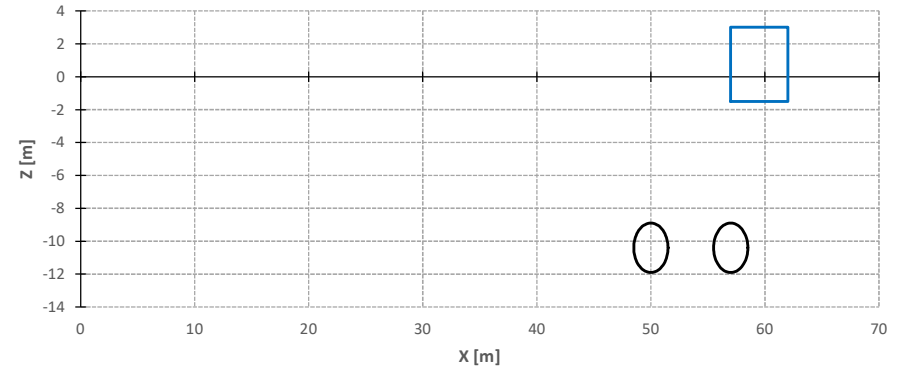
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	10.0	10.0	10.0
Sagging 1	8.2	8.2	8.2
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



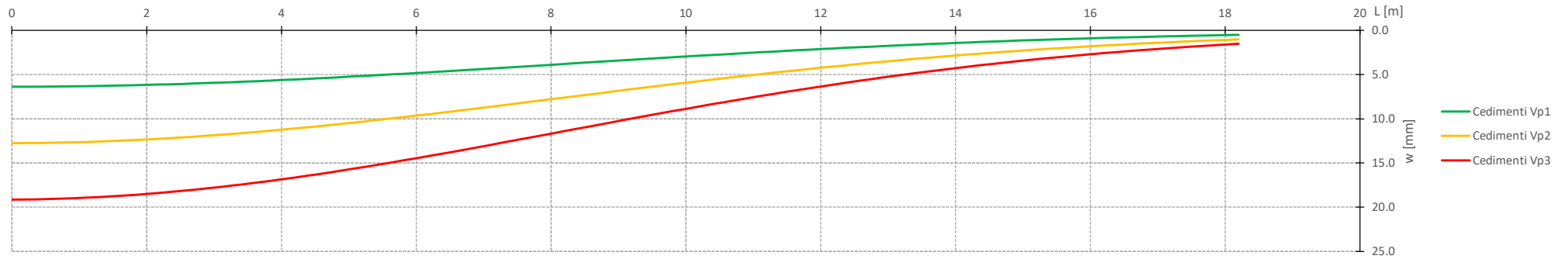
Vista in pianta



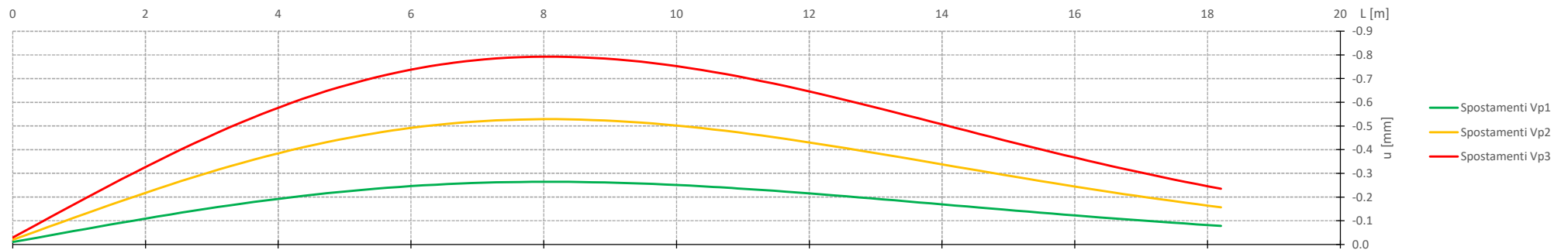
Vista in sezione



Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato

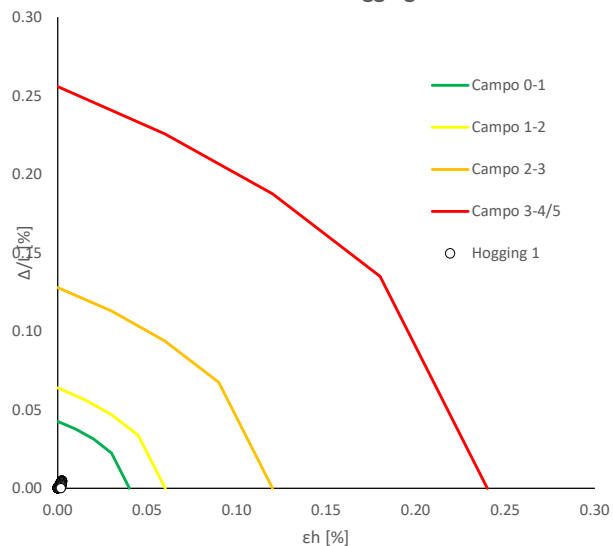


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato

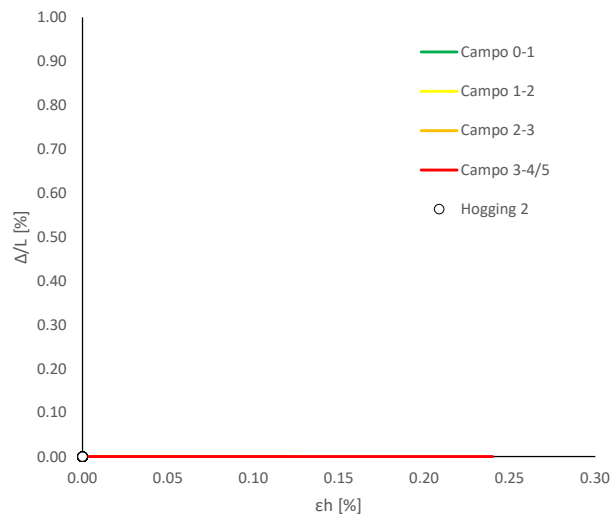




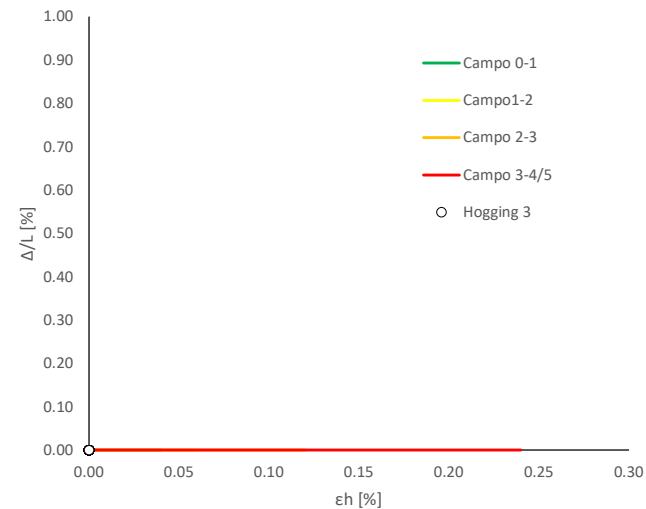
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



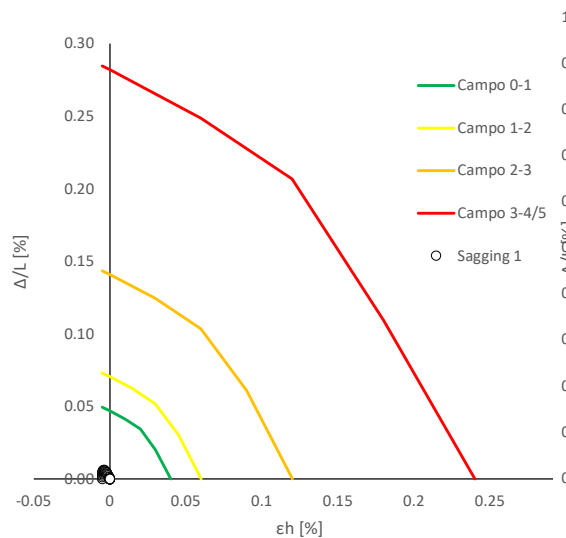
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



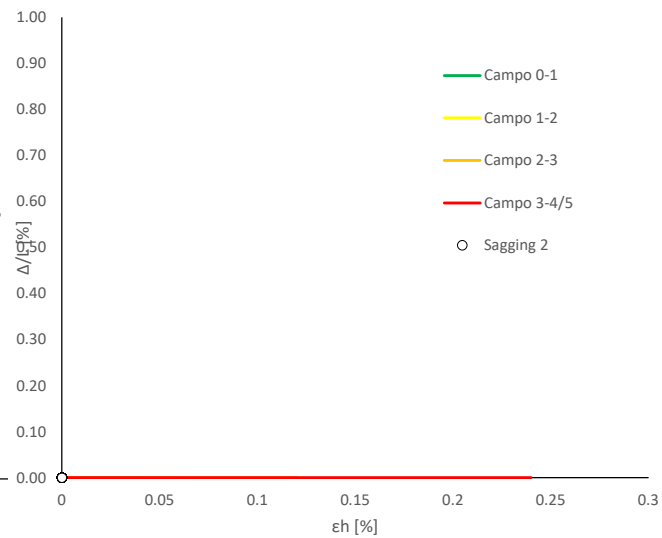
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



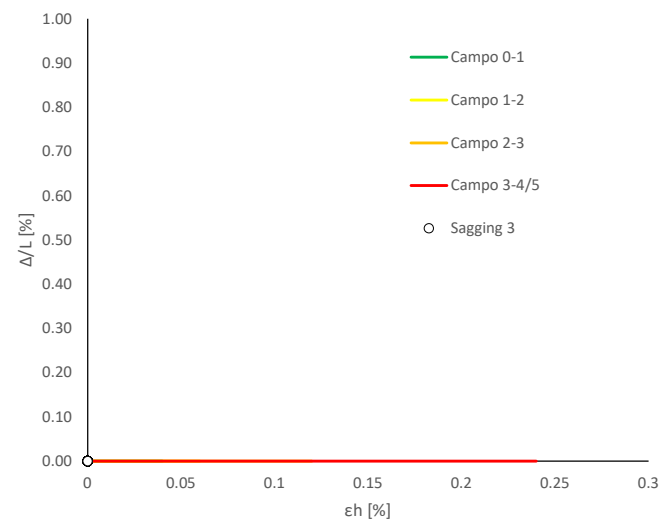
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI

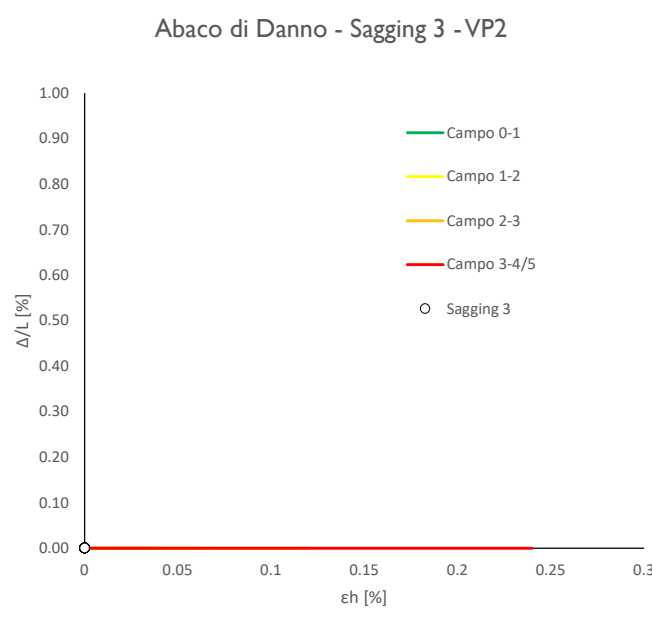
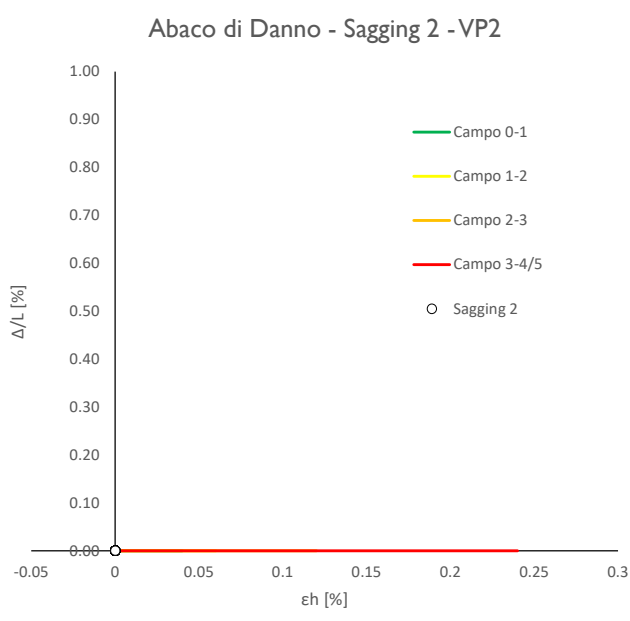
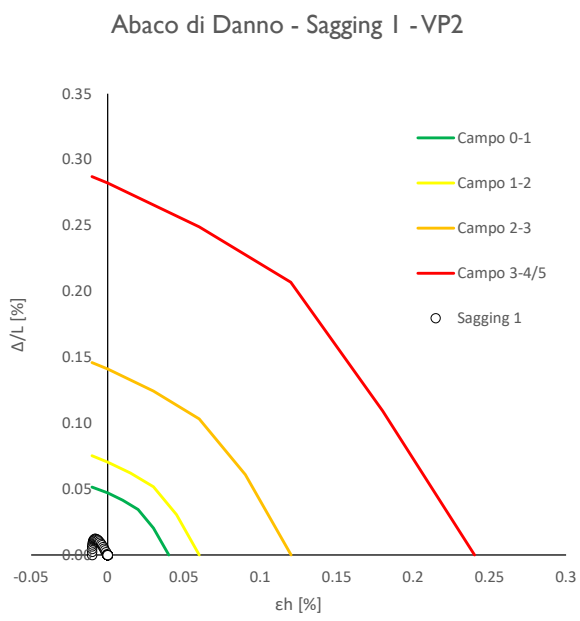
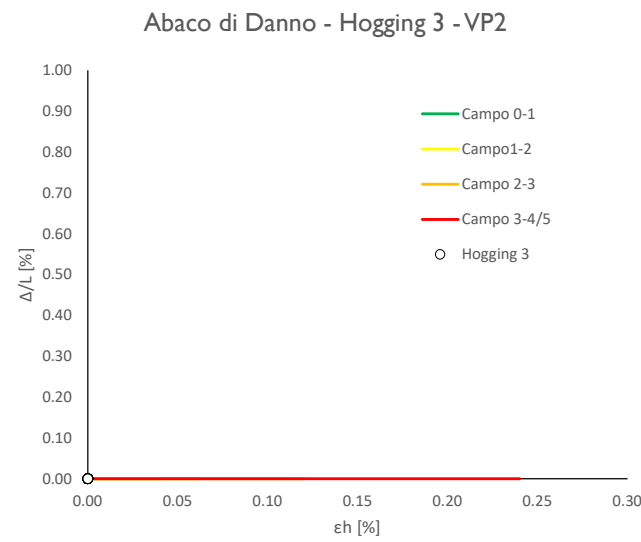
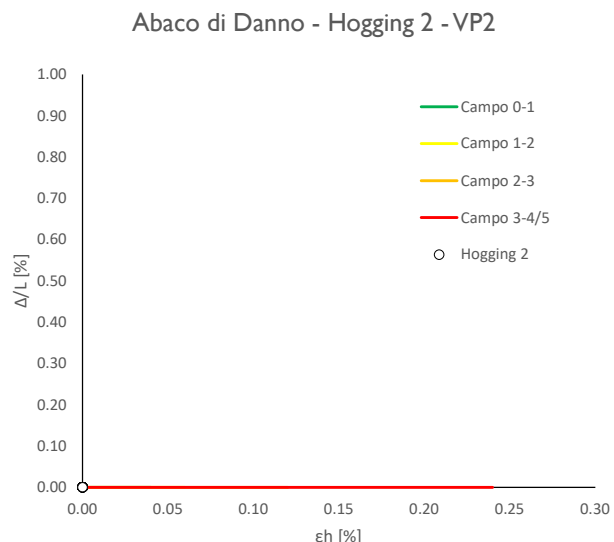
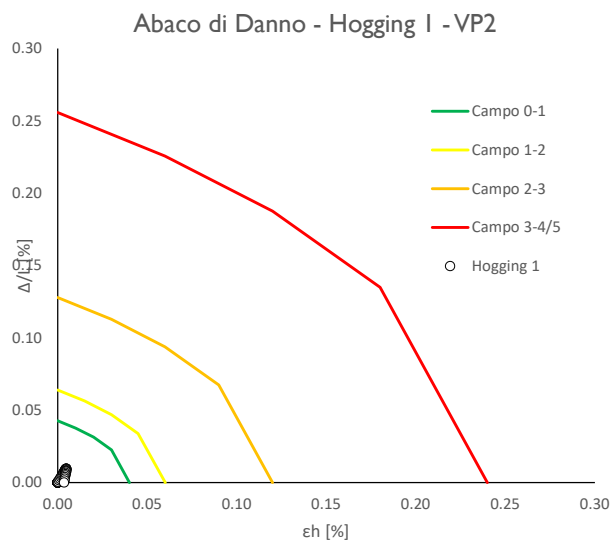


Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI

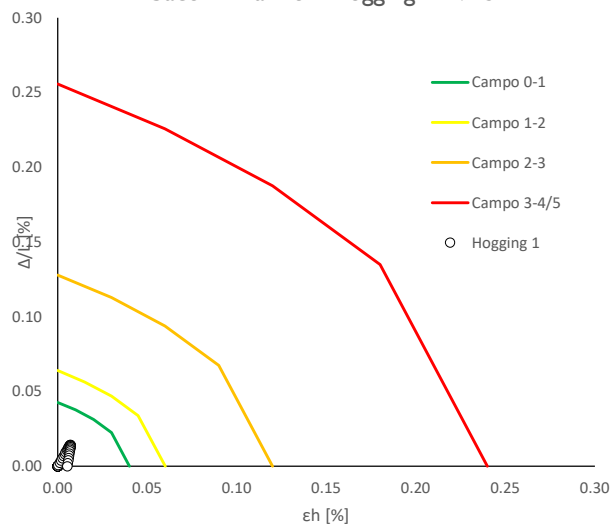


Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI

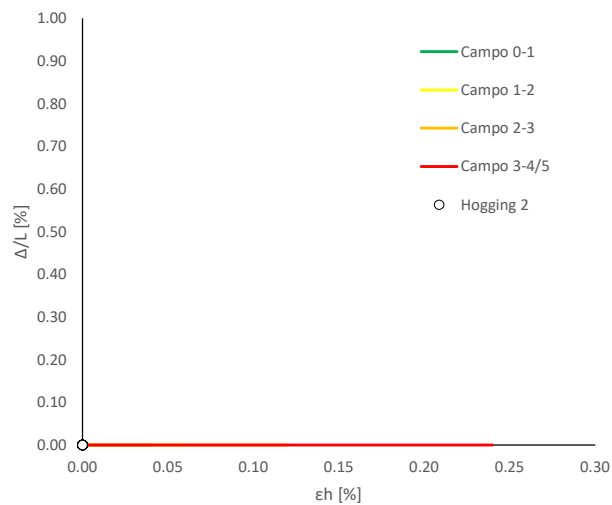




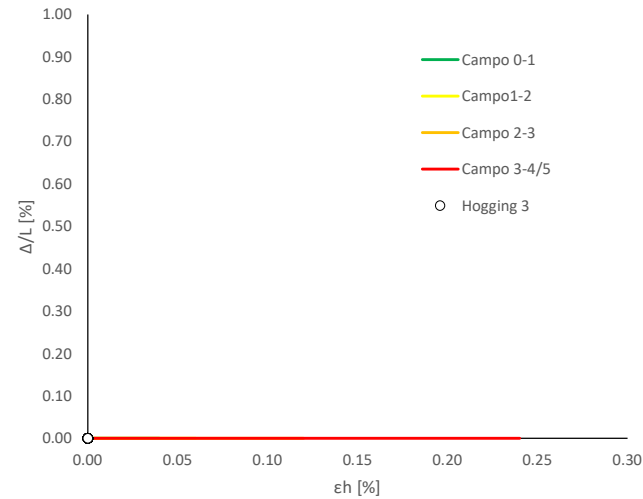
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



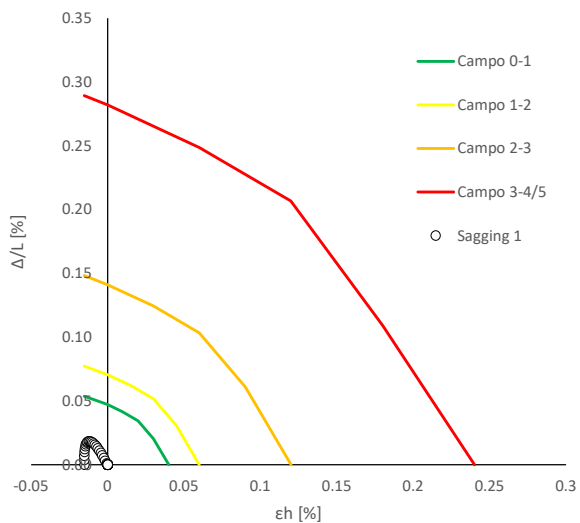
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



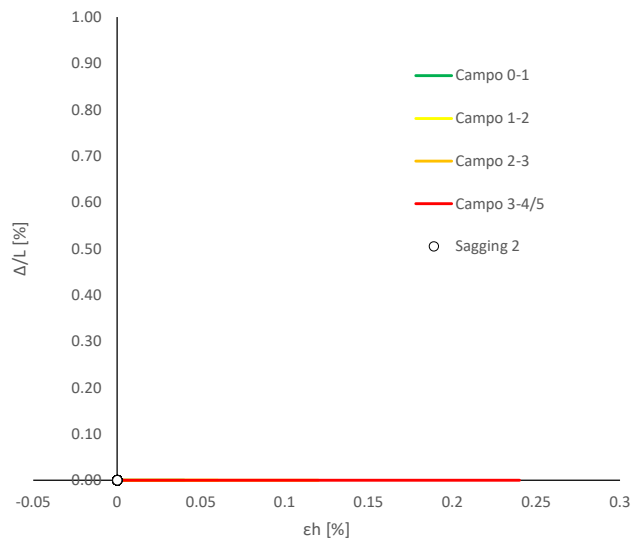
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



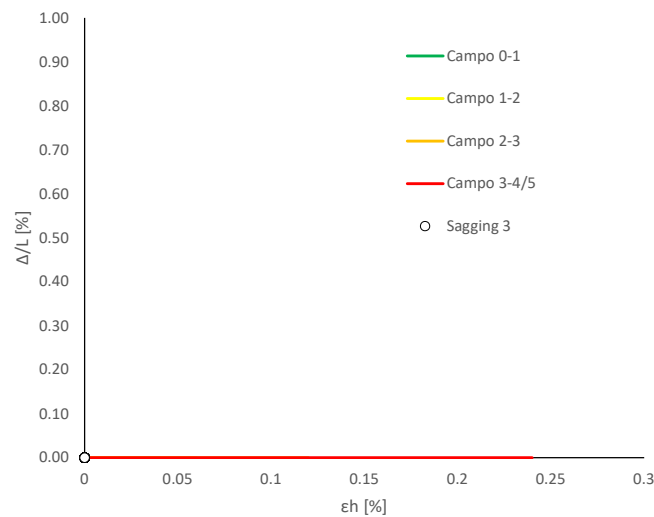
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E2 All\_1"

**Dati Edificio**

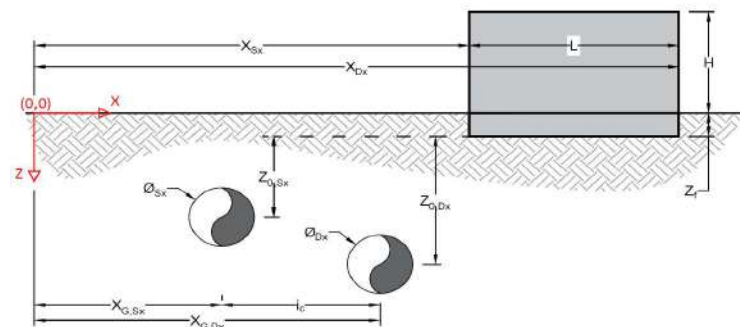
L [m]	11.9	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.9	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.9	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	68.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	17.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Industriale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.115	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.115	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	9.1	13.6
Galleria Dx	0.4	0.7	1.1
Doppia Galleria	4.9	9.8	14.7

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	9.1	13.6
Galleria Dx	0.4	0.7	1.1
Doppia Galleria	4.9	9.8	14.7

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

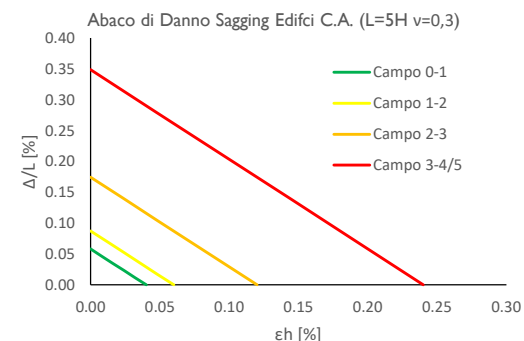
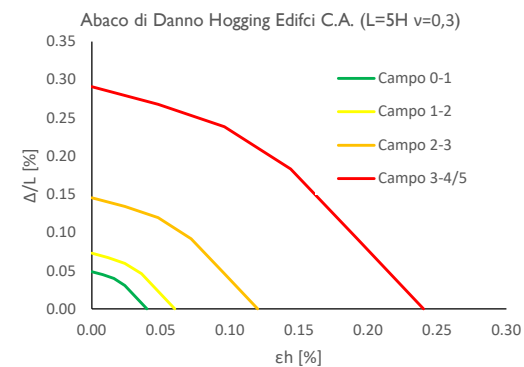
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

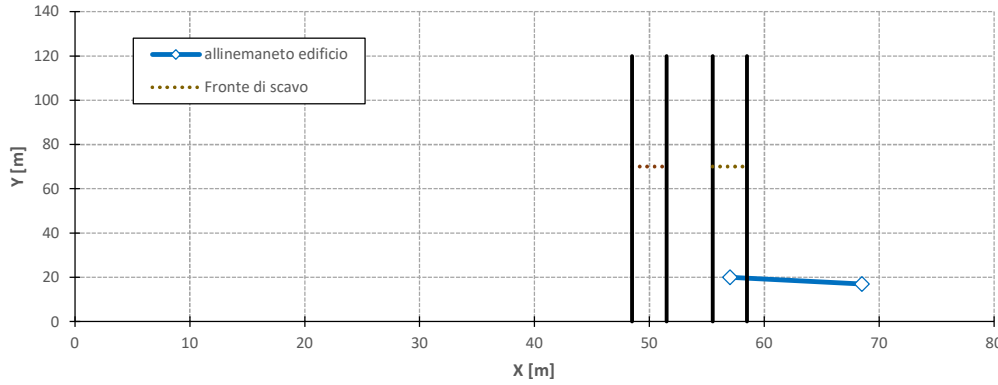
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

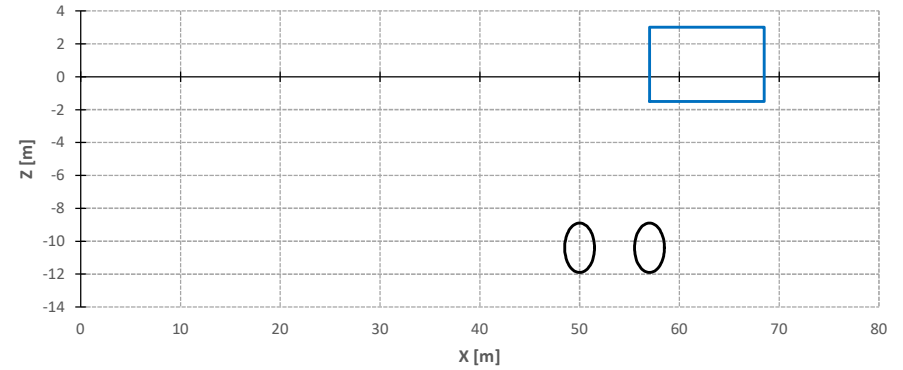
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	8.9	8.9	8.9
Sagging 1	3.0	3.0	3.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



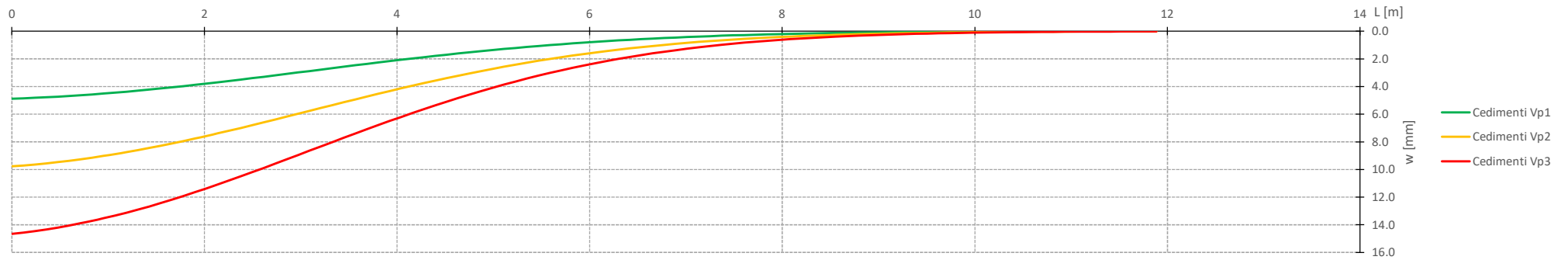
Vista in pianta



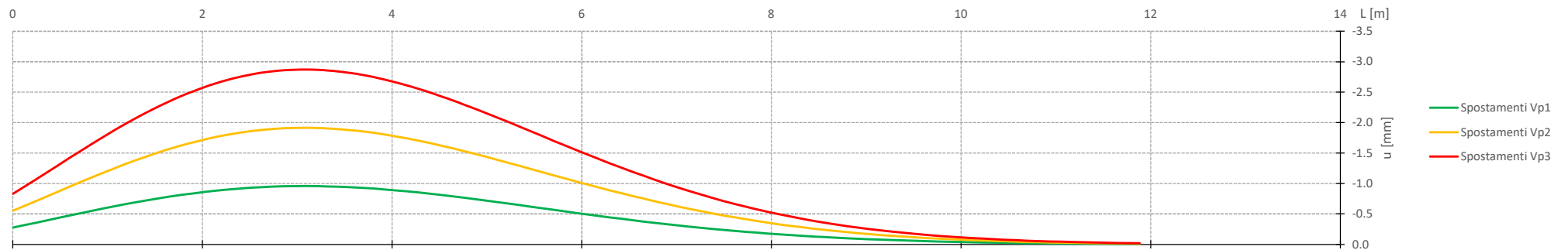
Vista in sezione



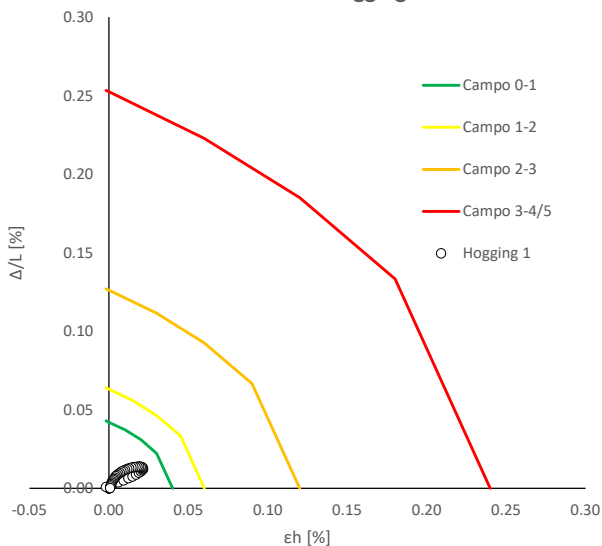
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



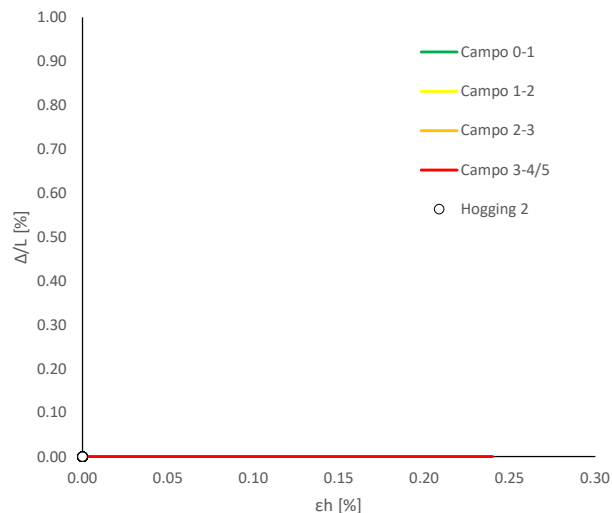
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



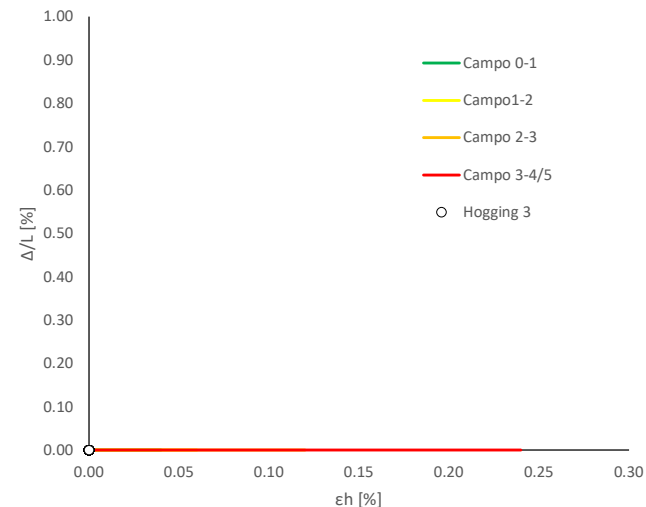
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



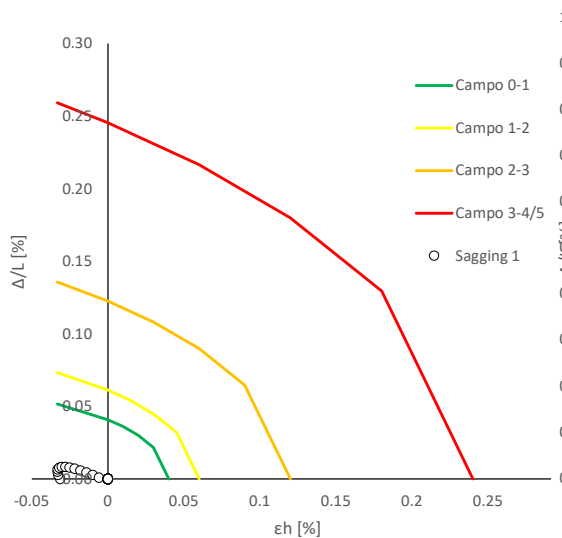
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



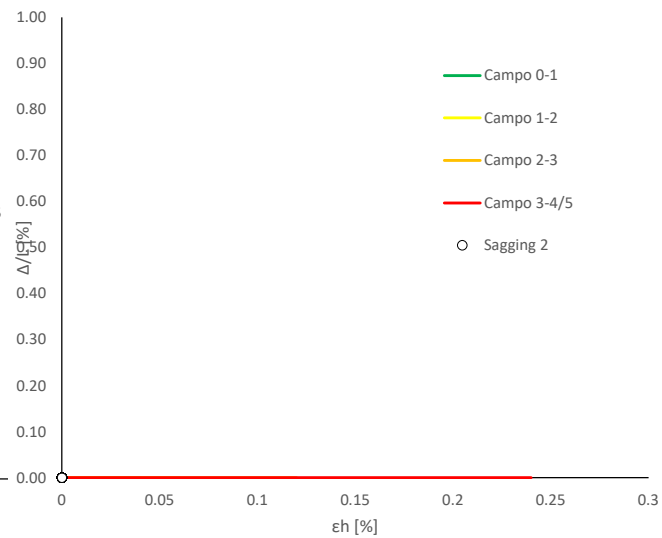
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



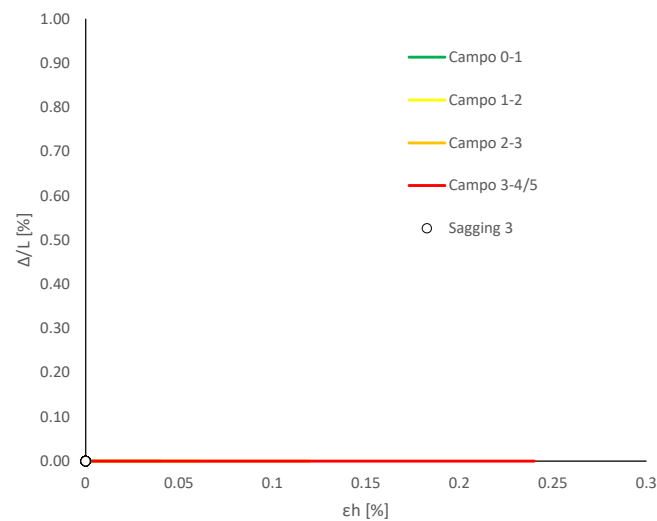
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



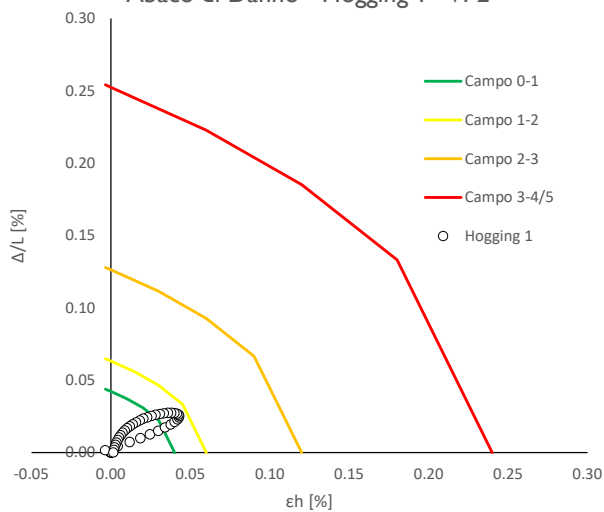
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



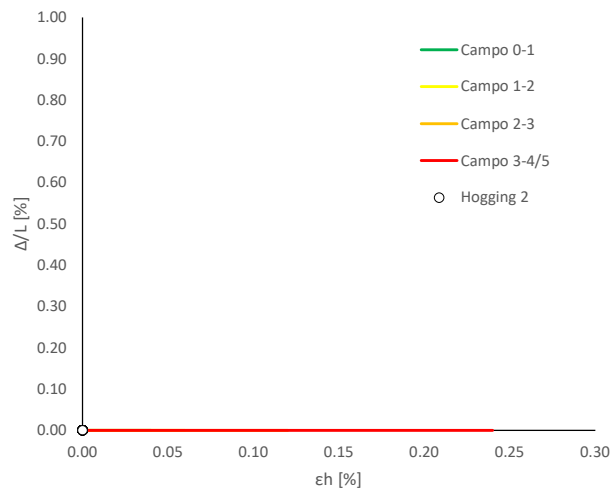
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



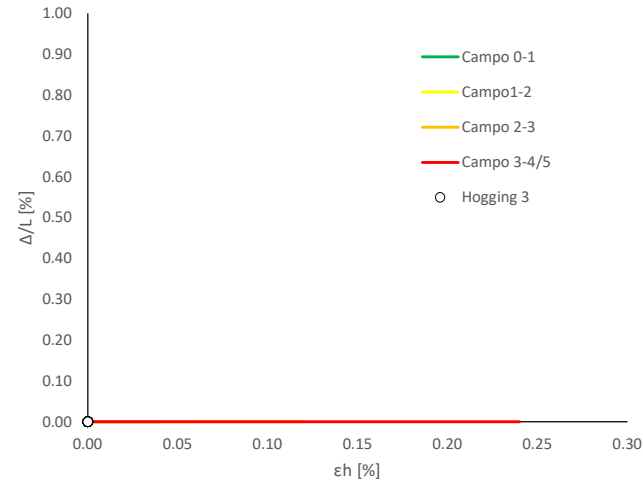
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



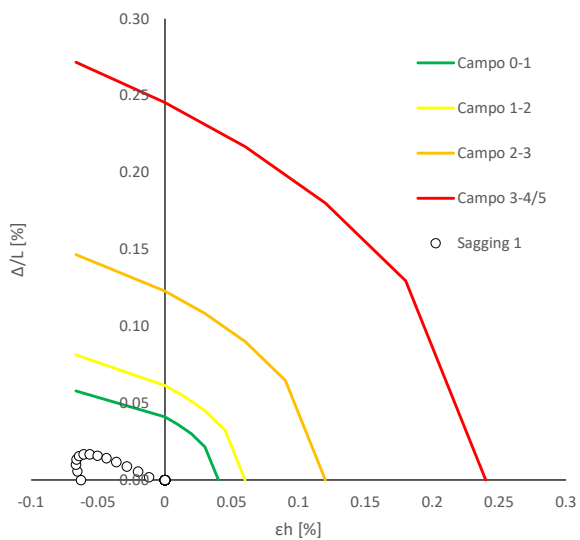
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



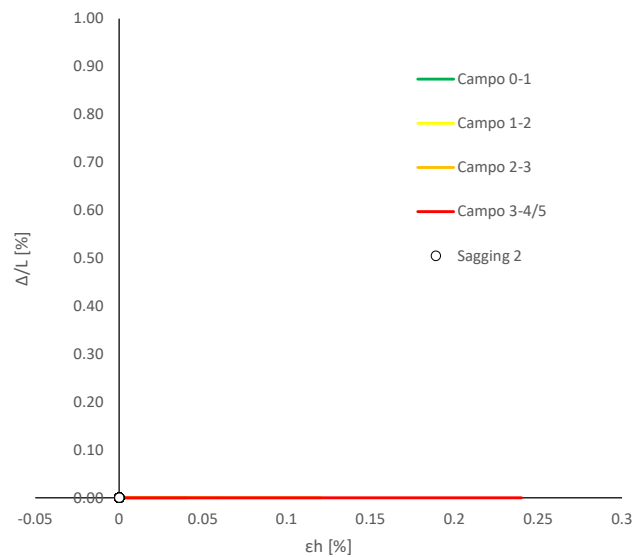
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



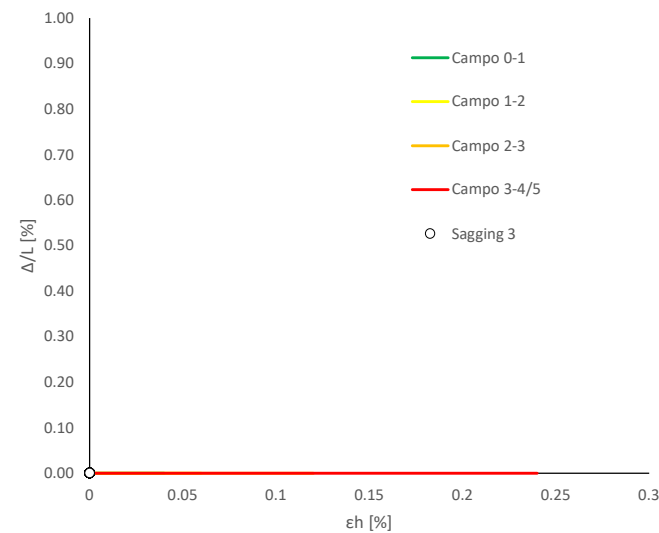
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2

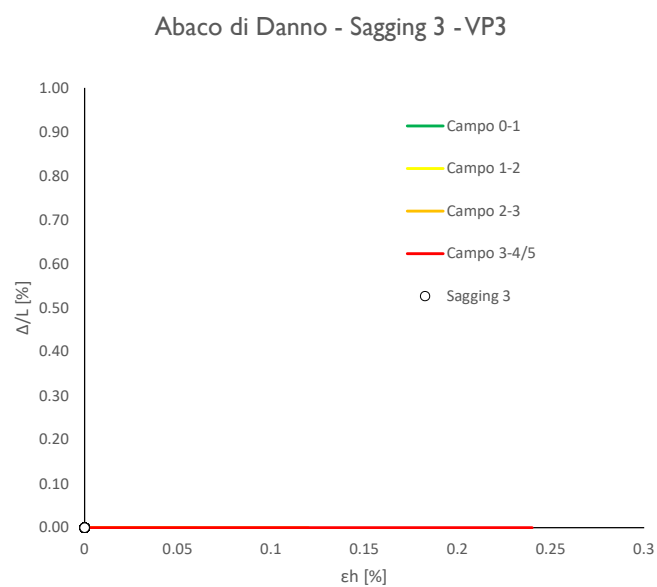
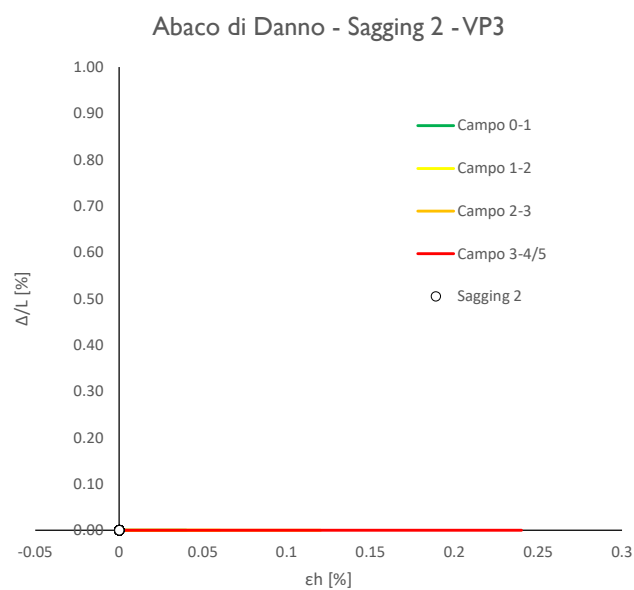
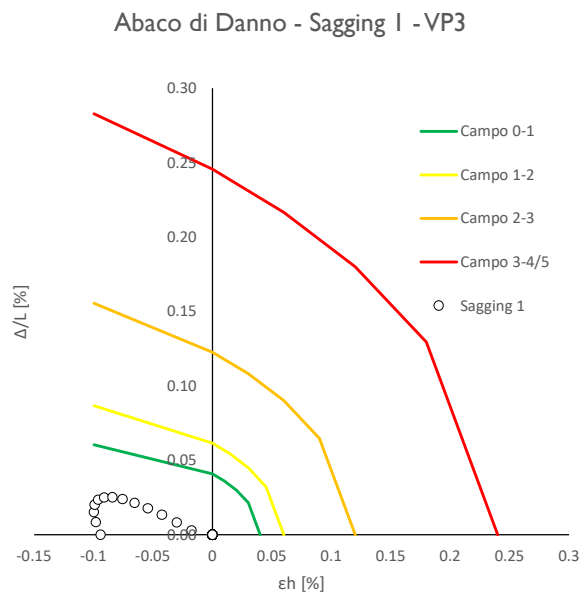
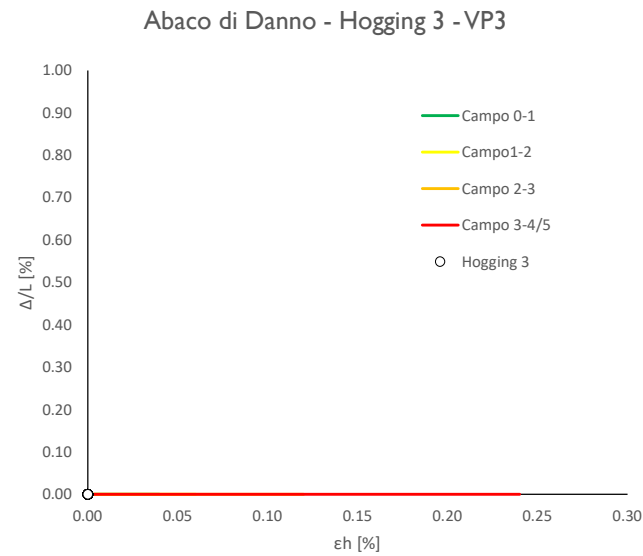
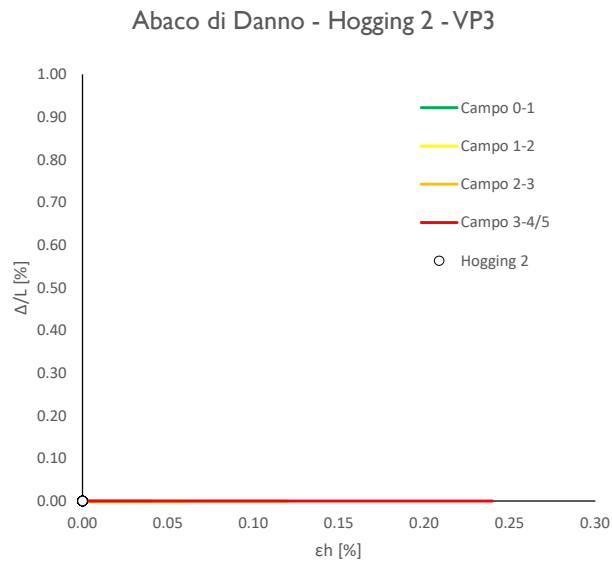
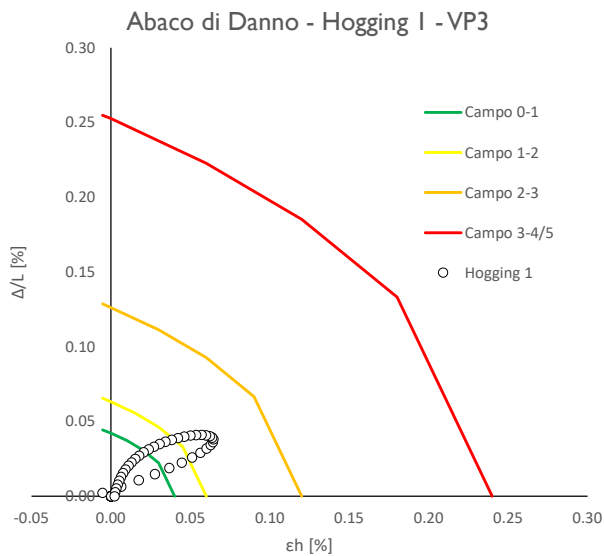


Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2







Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E2 All\_2"

**Dati Edificio**

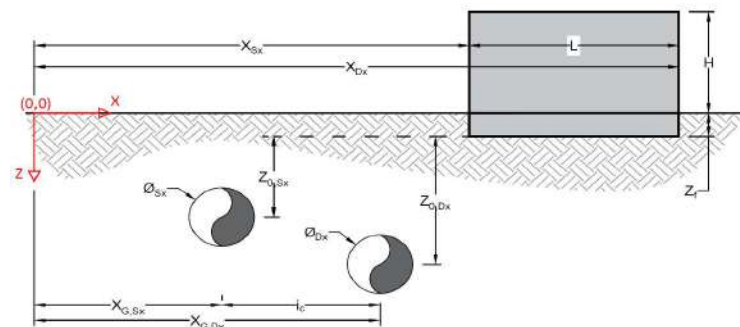
L [m]	18.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.9	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.9	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	57.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	62.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	37.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Calcestruzzo armato	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.115	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.115	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	9.1	13.6
Galleria Dx	0.4	0.7	1.1
Doppia Galleria	4.9	9.8	14.7

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

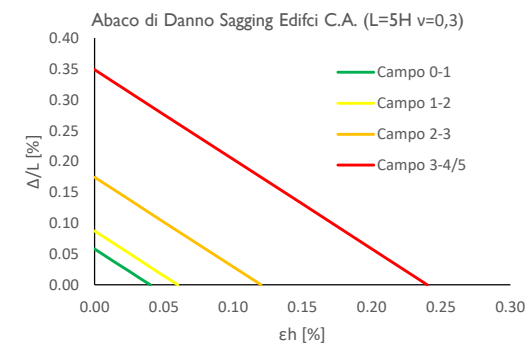
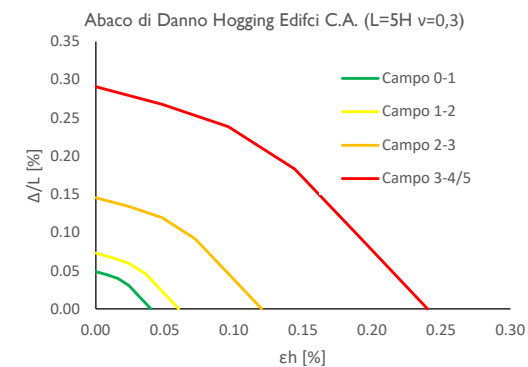
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.5	9.1	13.6
Galleria Dx	0.4	0.7	1.1
Doppia Galleria	4.9	9.8	14.7

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

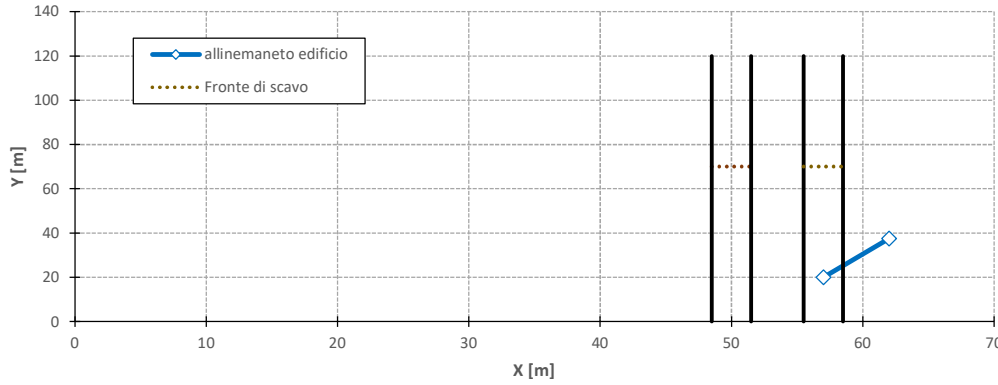
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.2	2.5	3.7
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	1.3	2.5	3.8

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

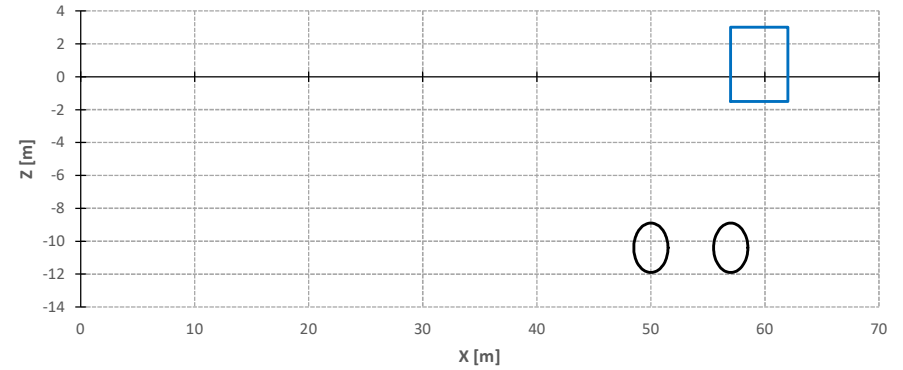
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	7.5	7.5	7.5
Sagging 1	10.7	10.7	10.7
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



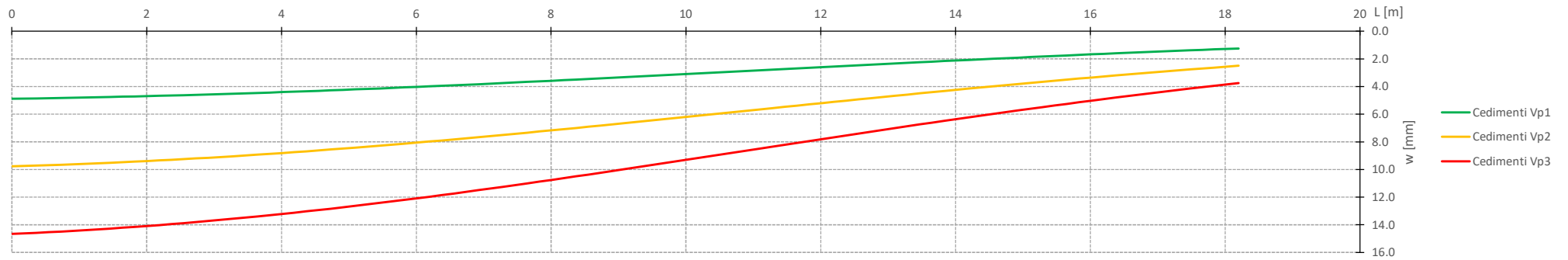
Vista in pianta



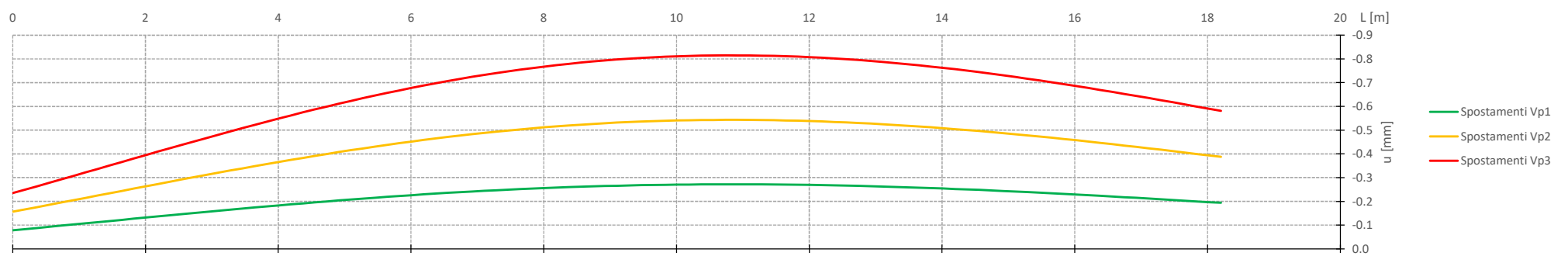
Vista in sezione



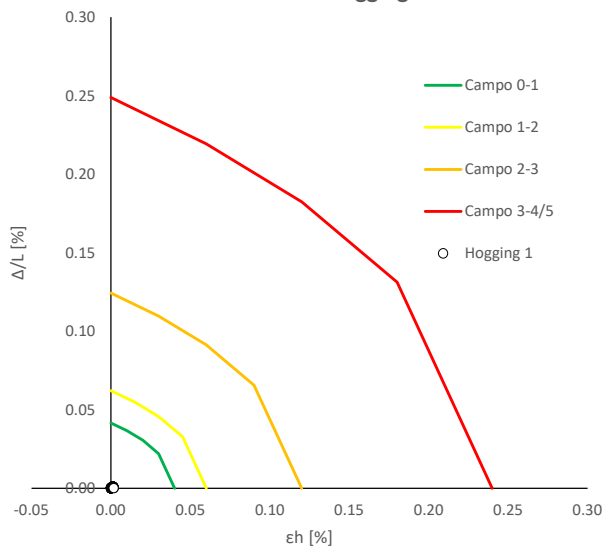
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



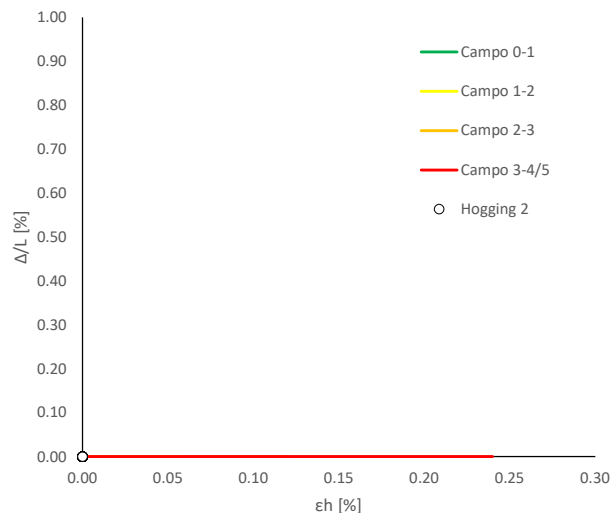
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



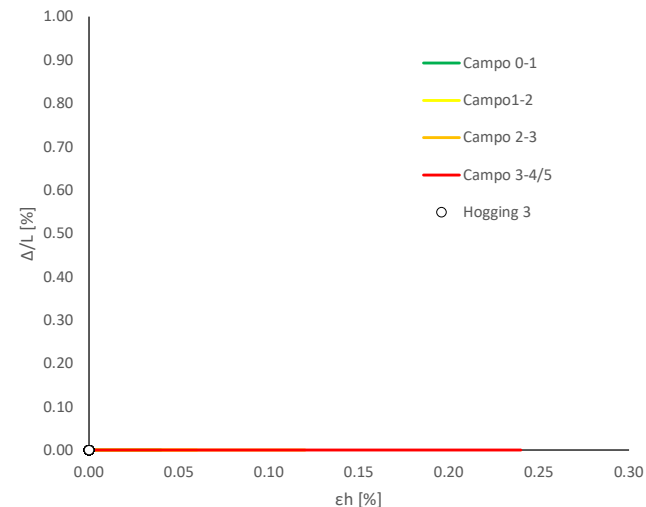
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



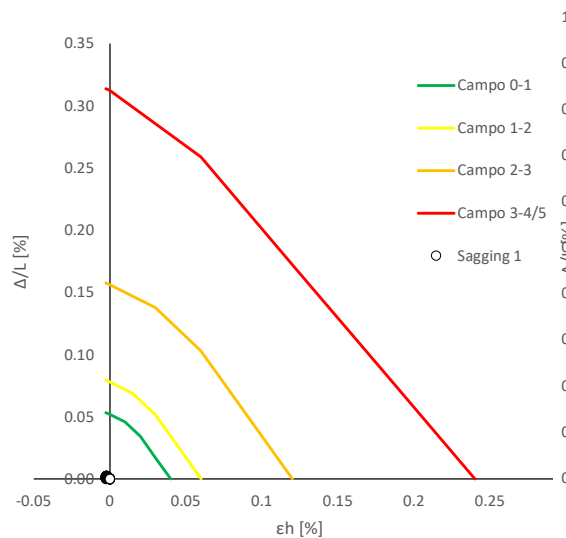
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



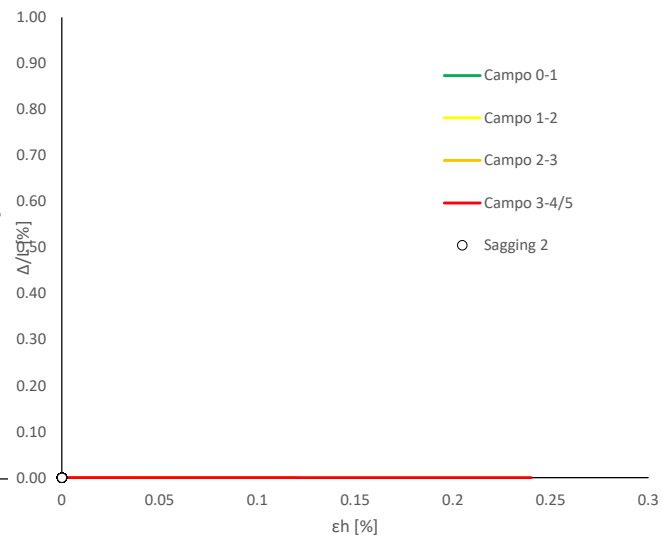
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



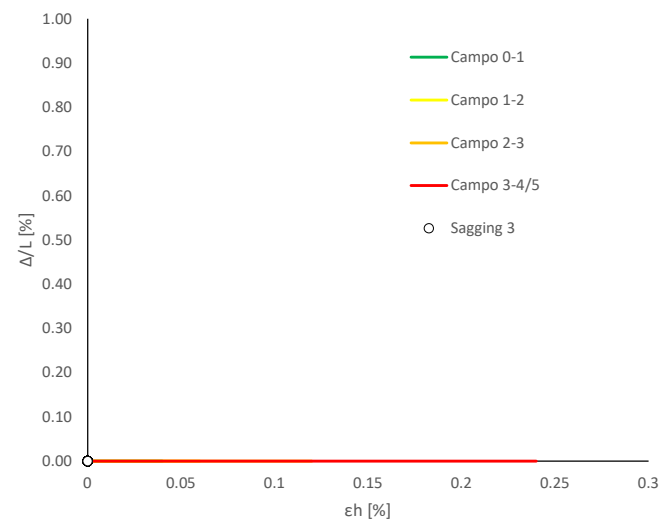
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI

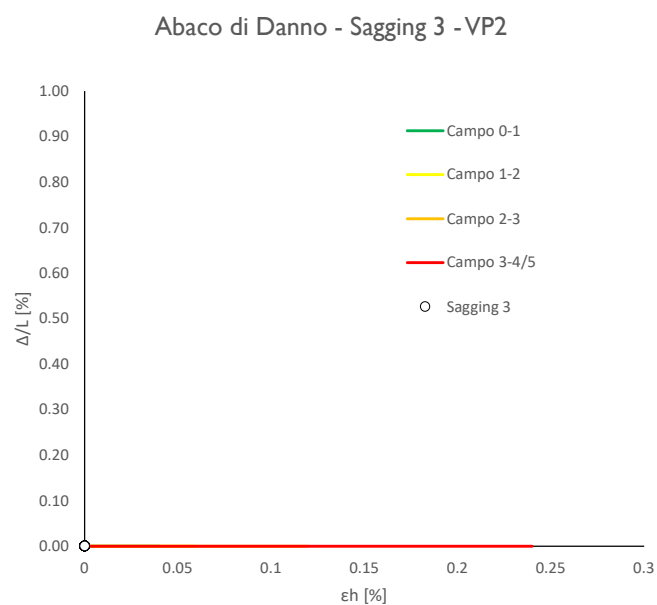
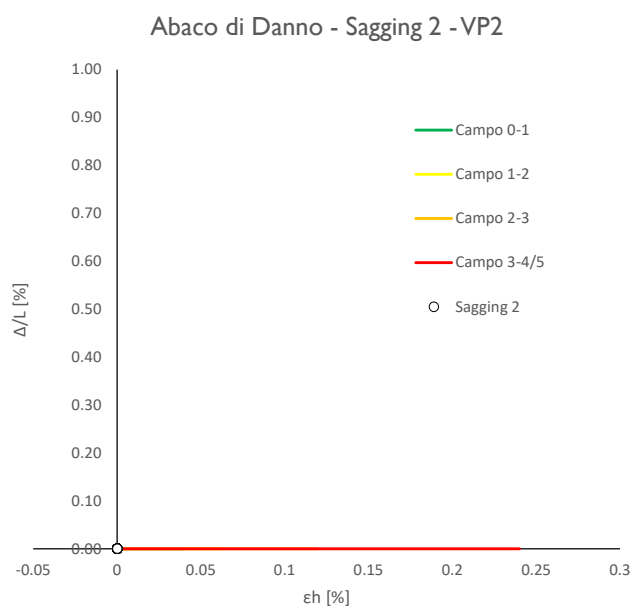
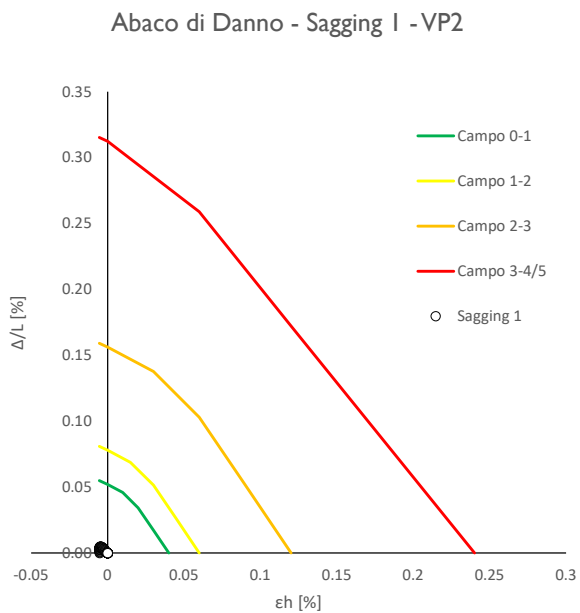
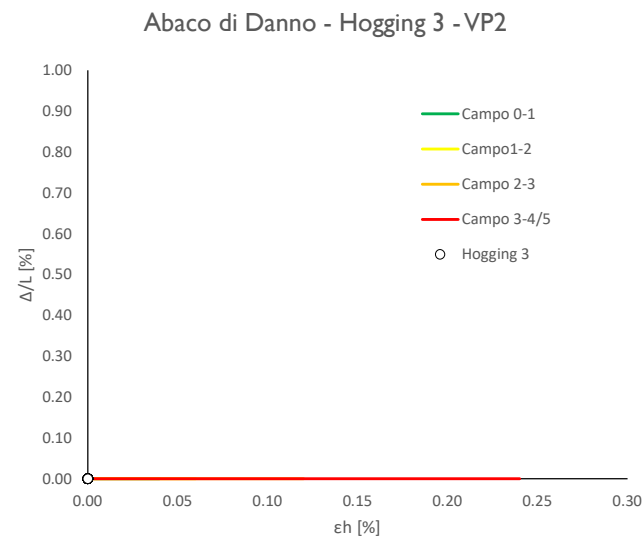
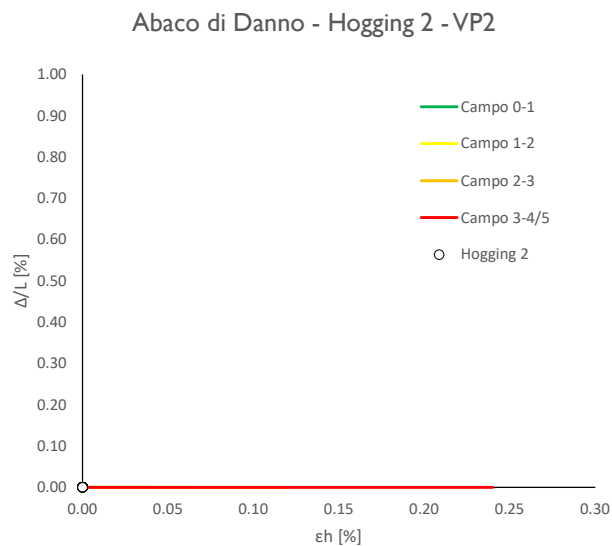
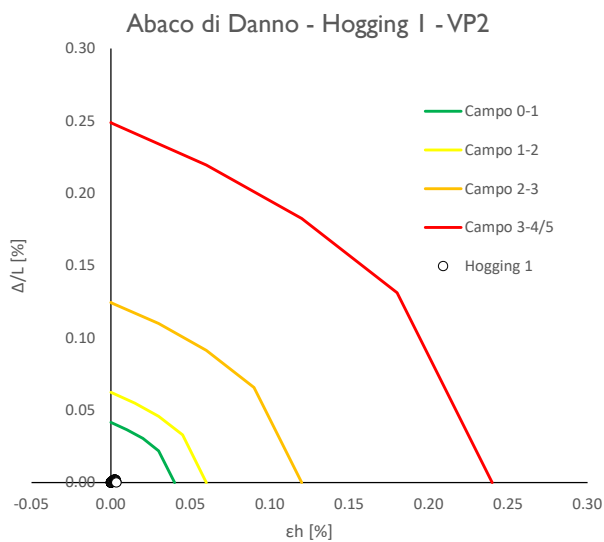


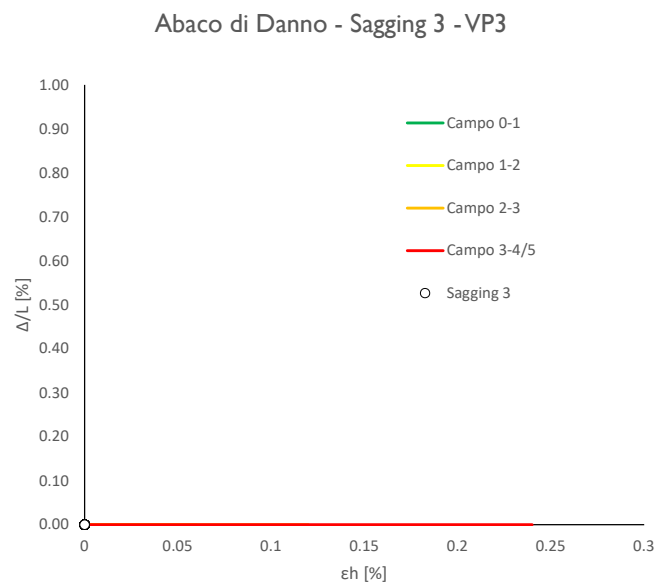
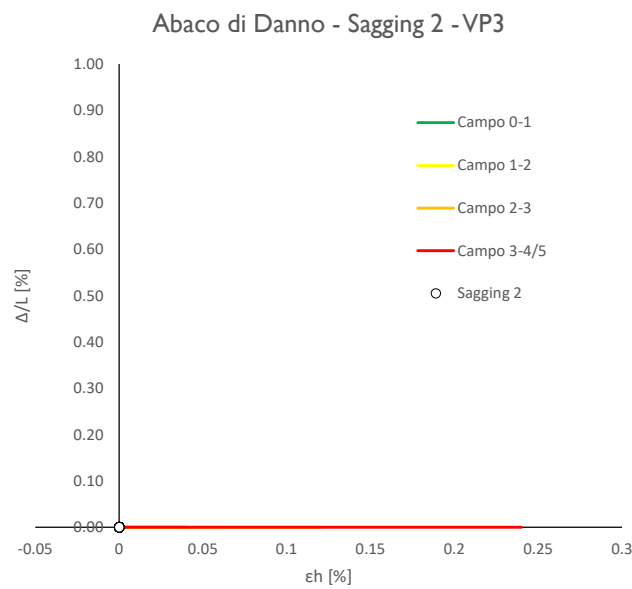
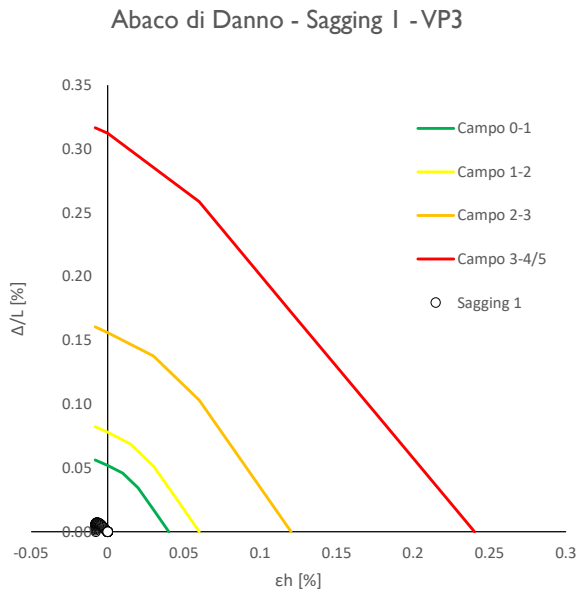
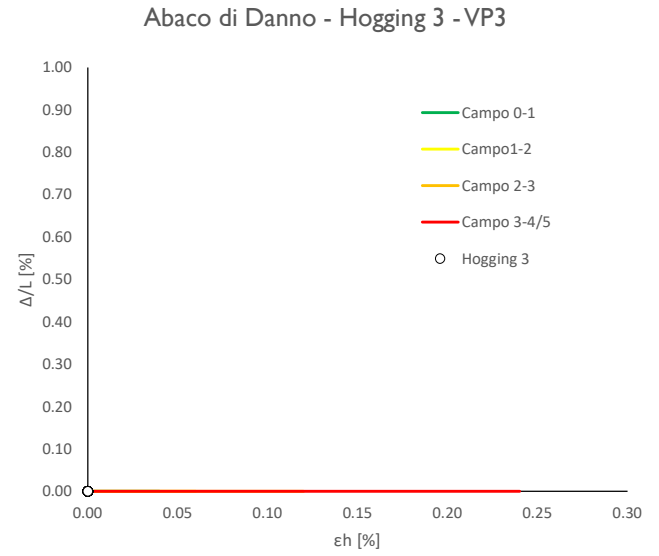
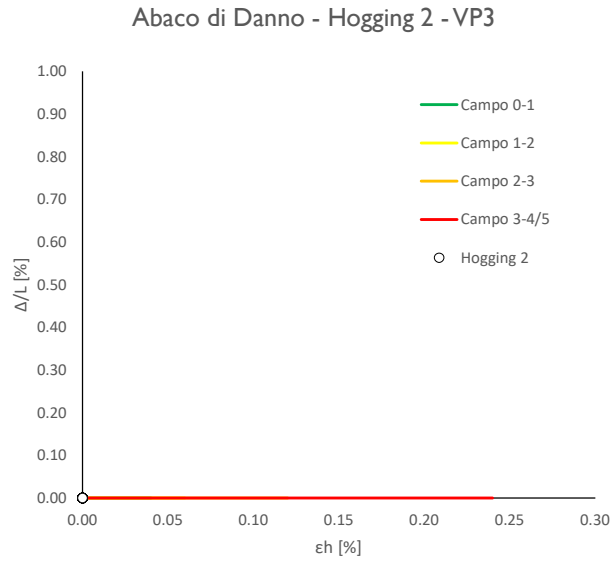
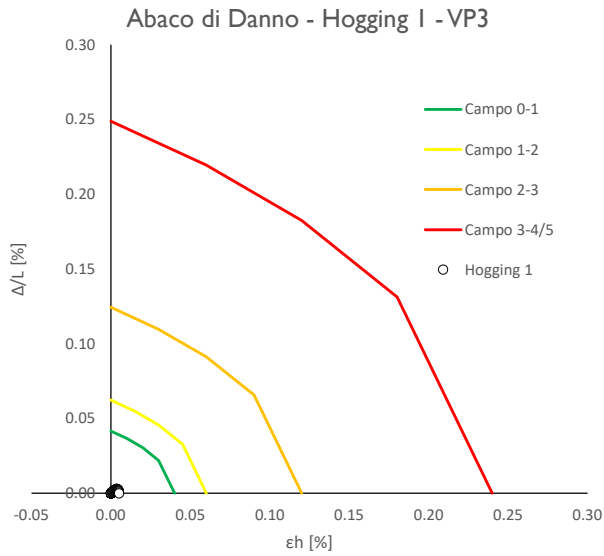
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI







Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E3 All\_1"

**Dati Edificio**

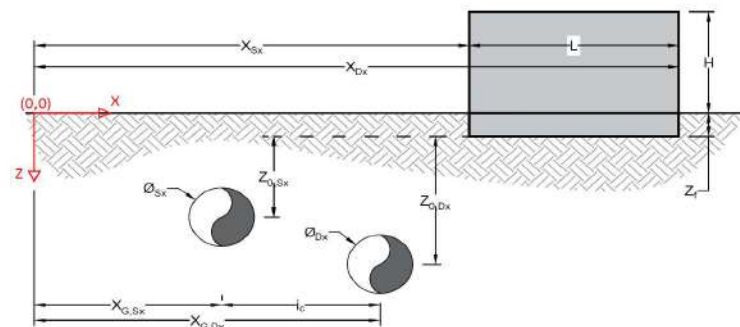
L [m]	28.6	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	55.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	61.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	48.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.15	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.15	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.6	13.1	19.7
Galleria Dx	0.4	0.9	1.3
Doppia Galleria	6.6	13.2	19.8

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

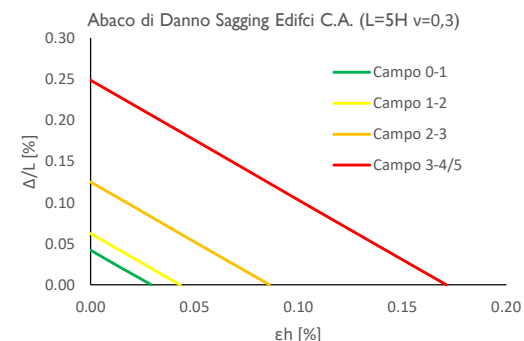
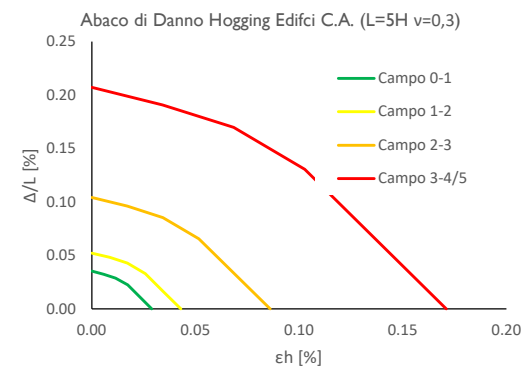
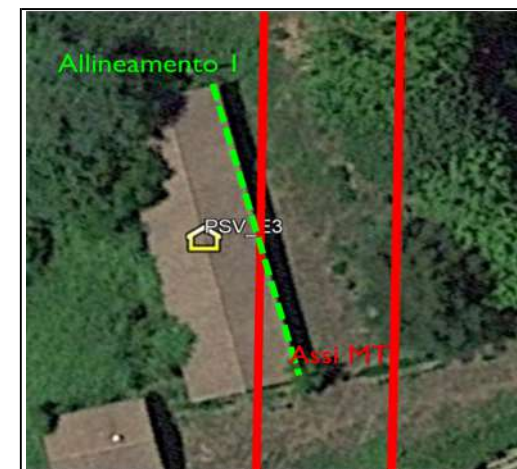
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.3	8.5	12.8
Galleria Dx	0.4	0.9	1.3
Doppia Galleria	4.7	9.4	14.1

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

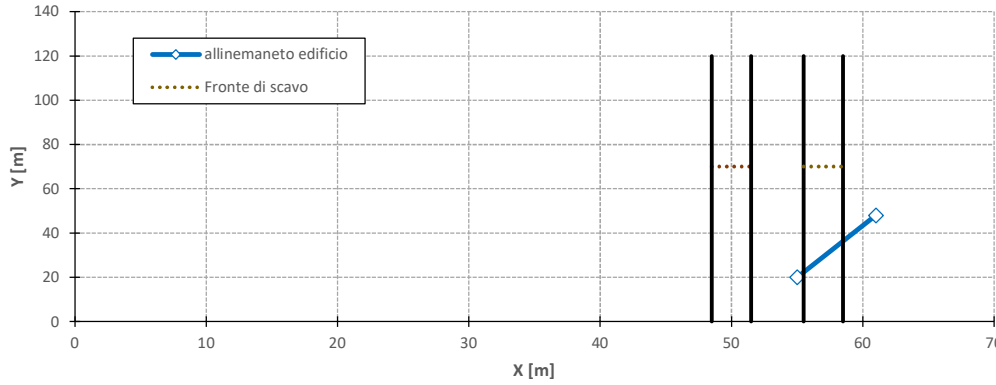
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.2	2.3	3.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	1.2	2.3	3.5

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Hogging 2	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

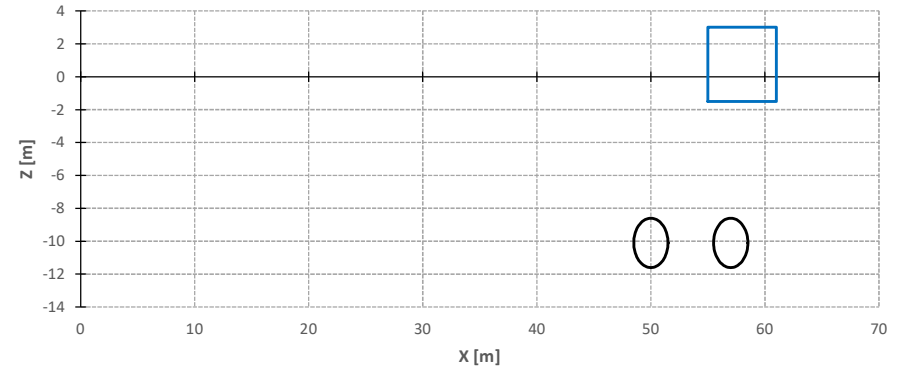
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	1.4	1.4	1.4
Sagging 1	18.3	18.3	18.3
Hogging 2	8.9	8.9	8.9
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



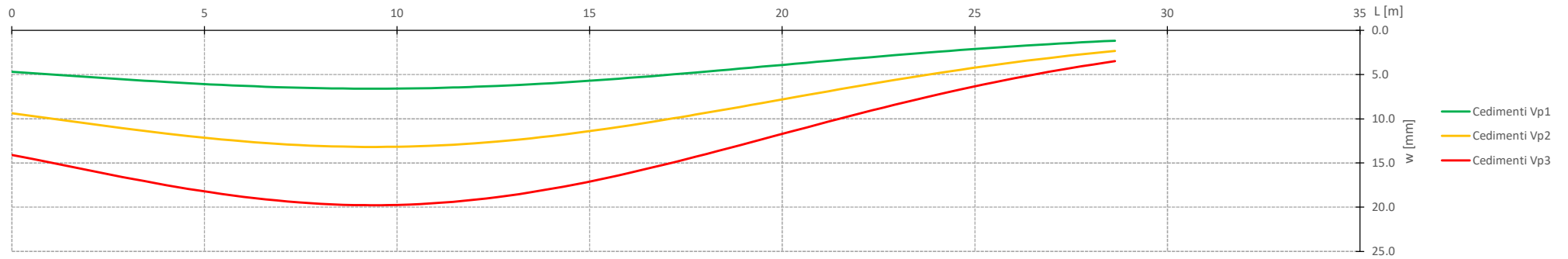
Vista in pianta



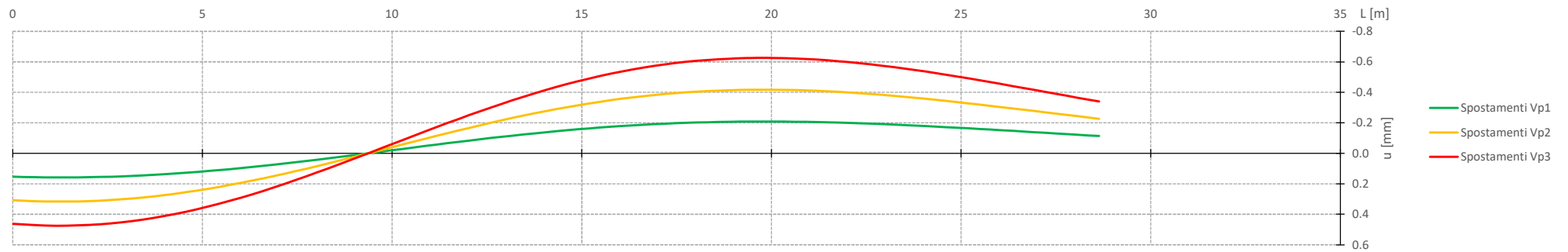
Vista in sezione



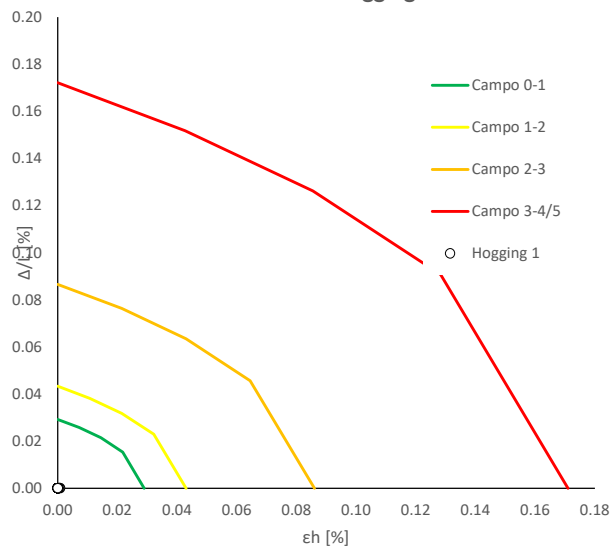
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



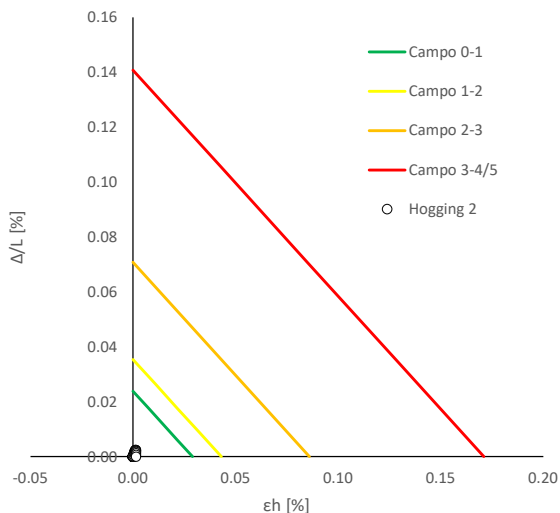
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



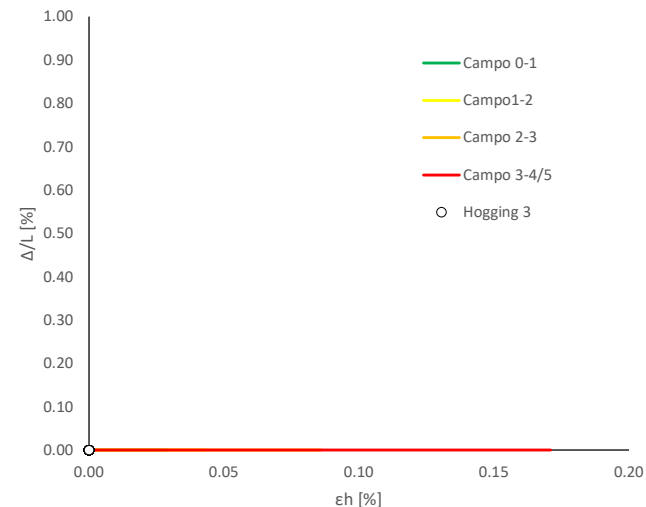
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



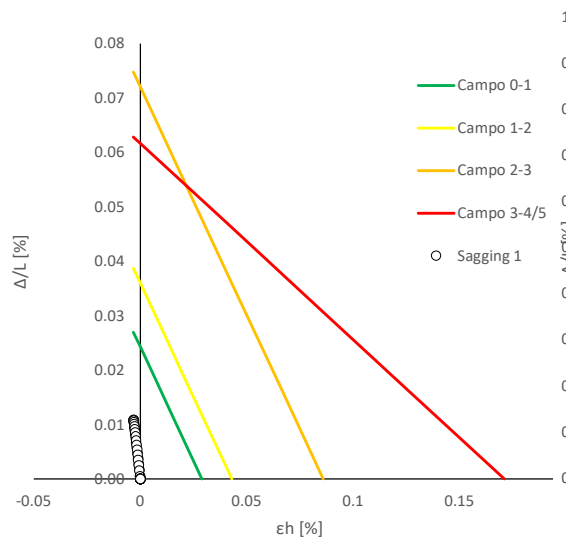
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



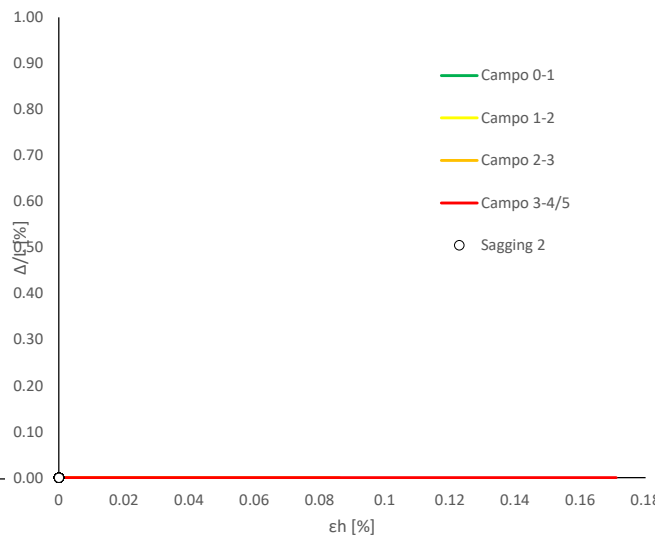
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



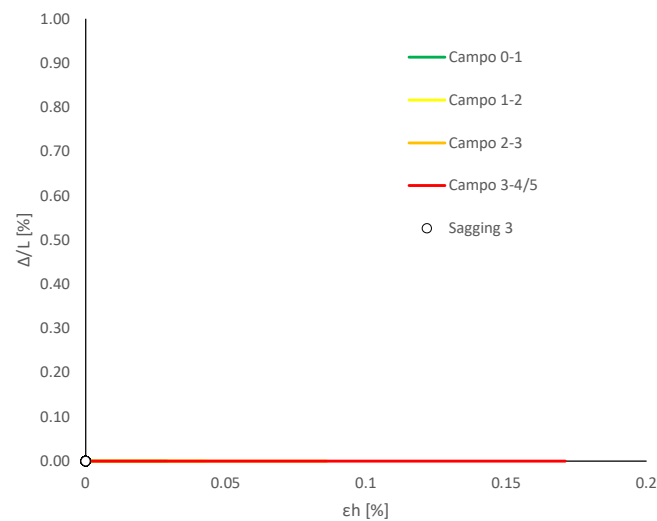
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



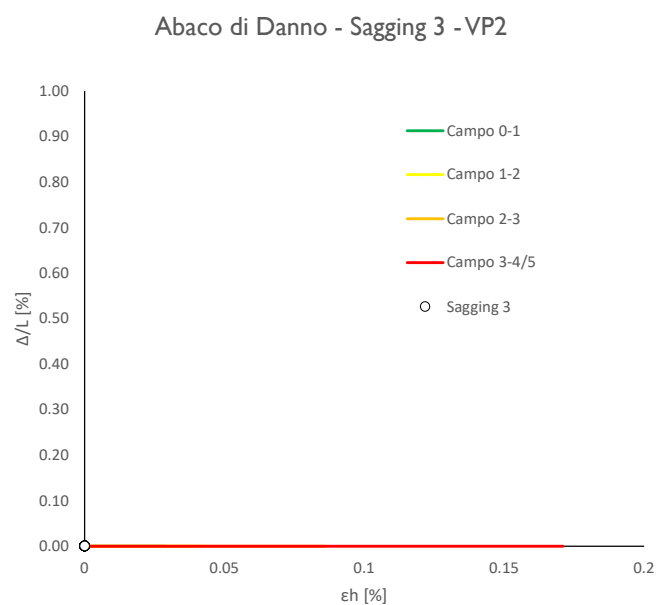
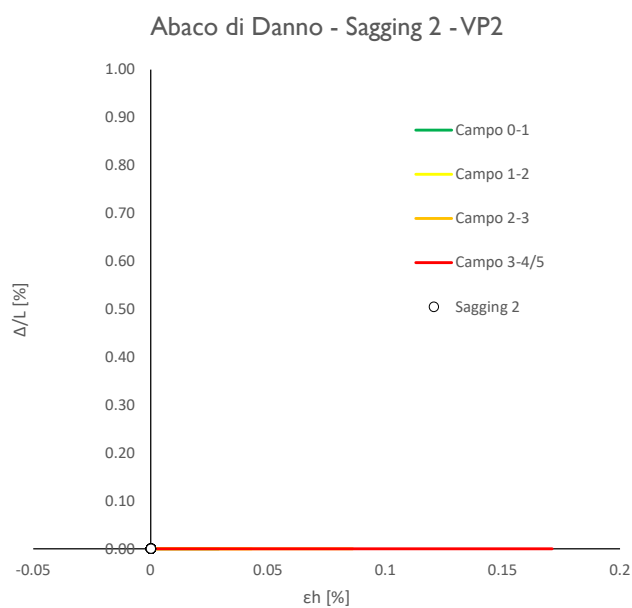
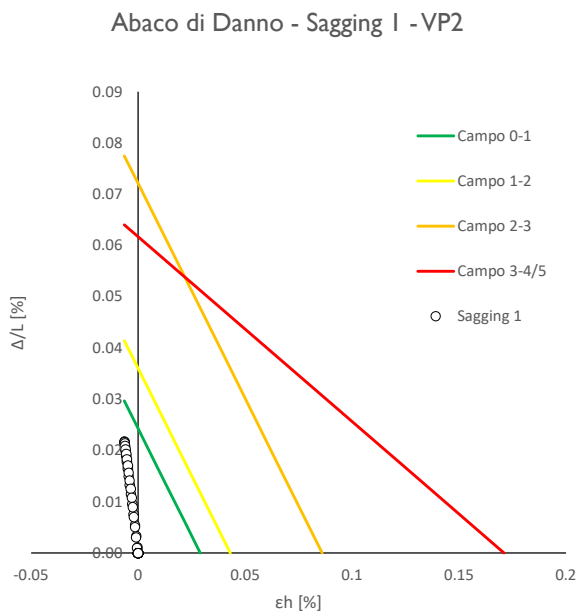
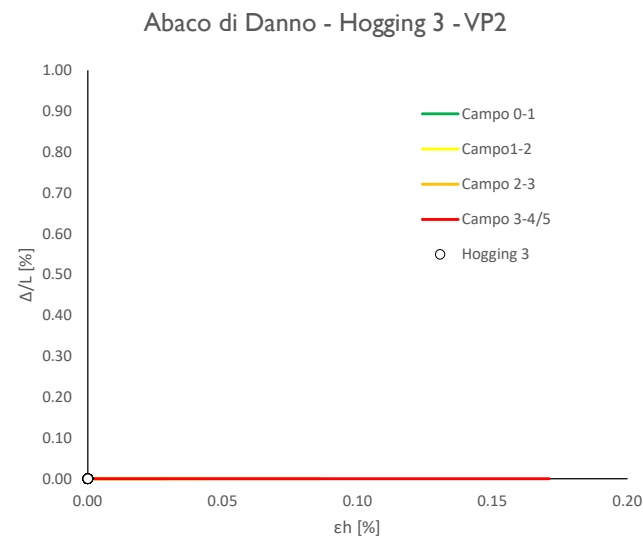
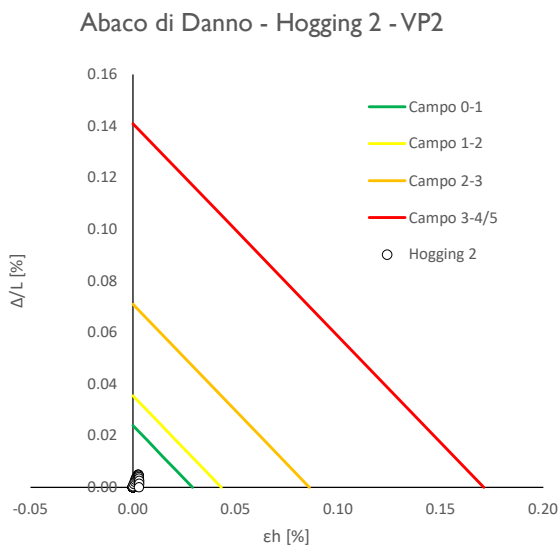
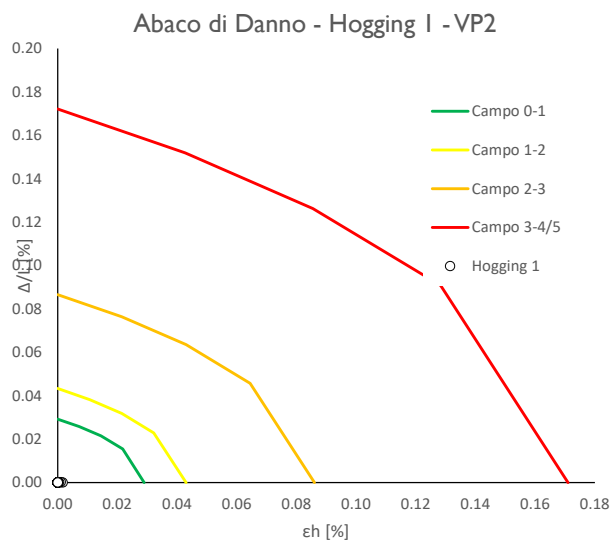
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



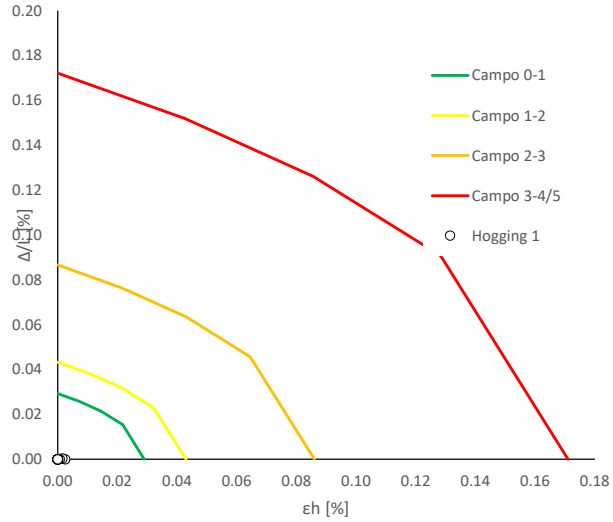
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



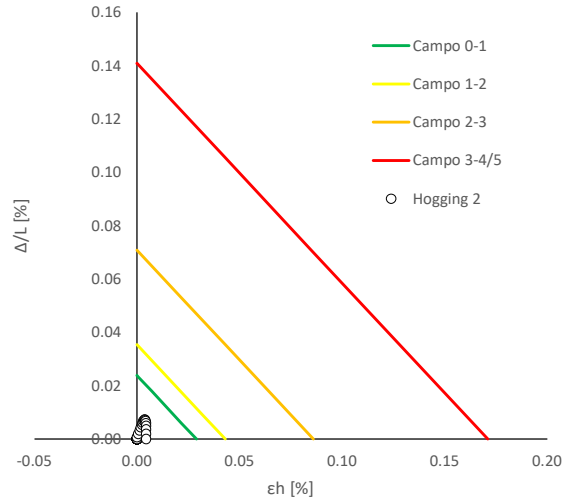




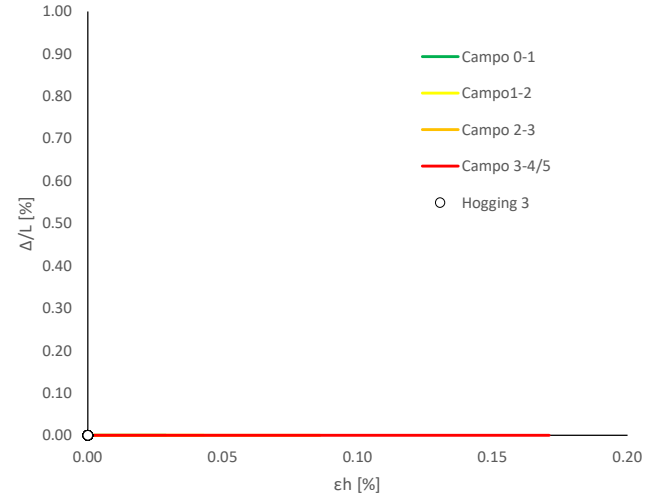
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



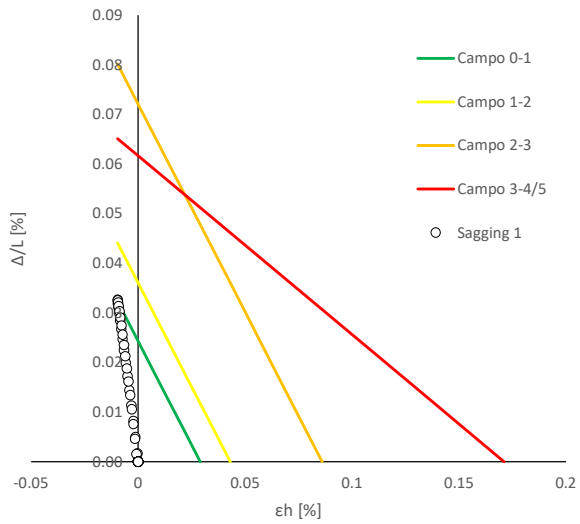
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



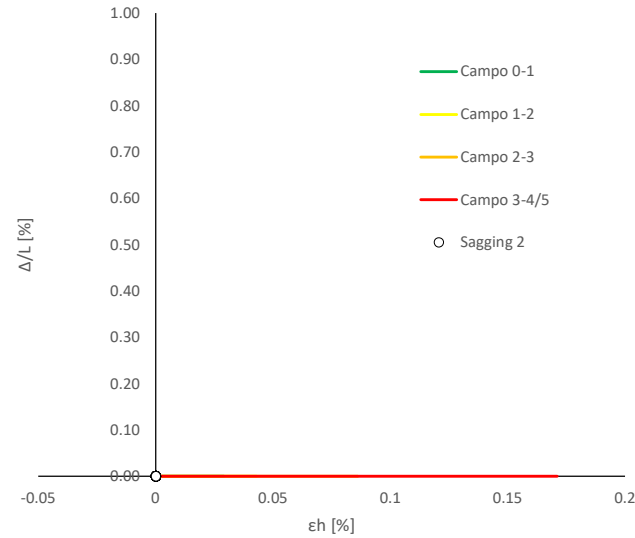
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



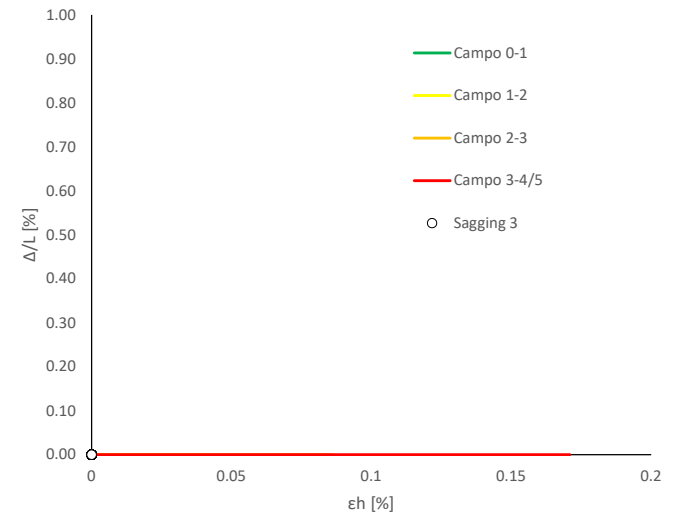
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E3 All\_2"

**Dati Edificio**

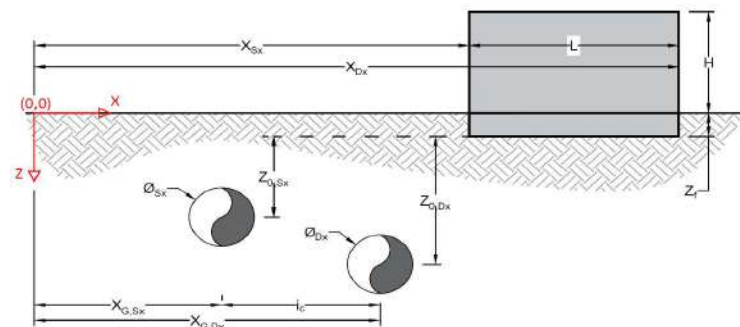
L [m]	6.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	55.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	61.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	17.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.15	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.15	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.6	13.1	19.7
Galleria Dx	0.4	0.9	1.3
Doppia Galleria	6.6	13.2	19.8

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

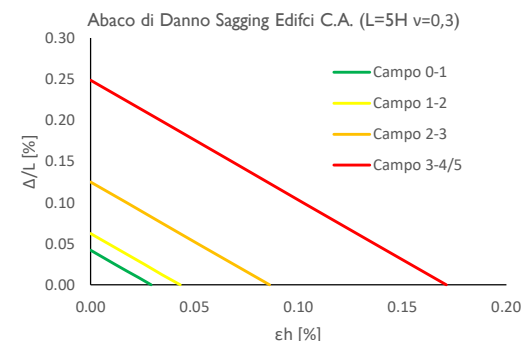
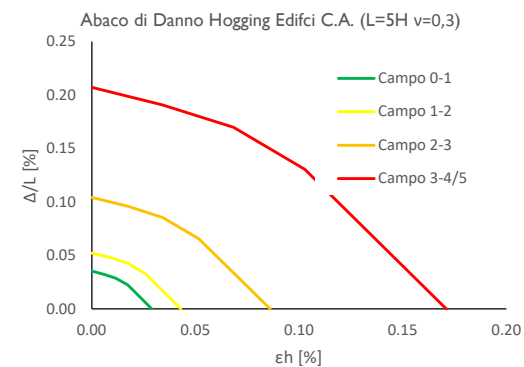
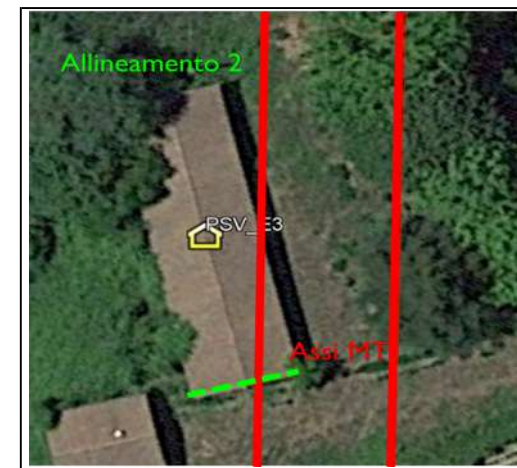
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.3	8.5	12.8
Galleria Dx	0.4	0.9	1.3
Doppia Galleria	4.7	9.4	14.1

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

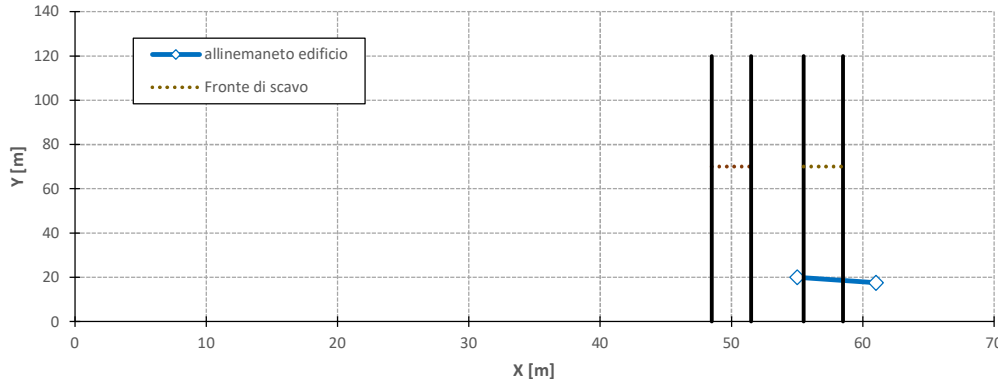
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.2	2.3	3.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	1.2	2.3	3.5

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Hogging 2	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

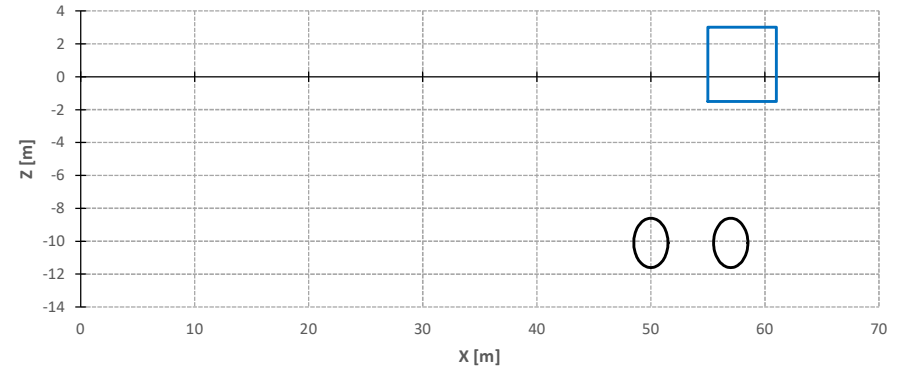
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	0.3	0.3	0.3
Sagging 1	4.2	4.2	4.2
Hogging 2	2.0	2.0	2.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



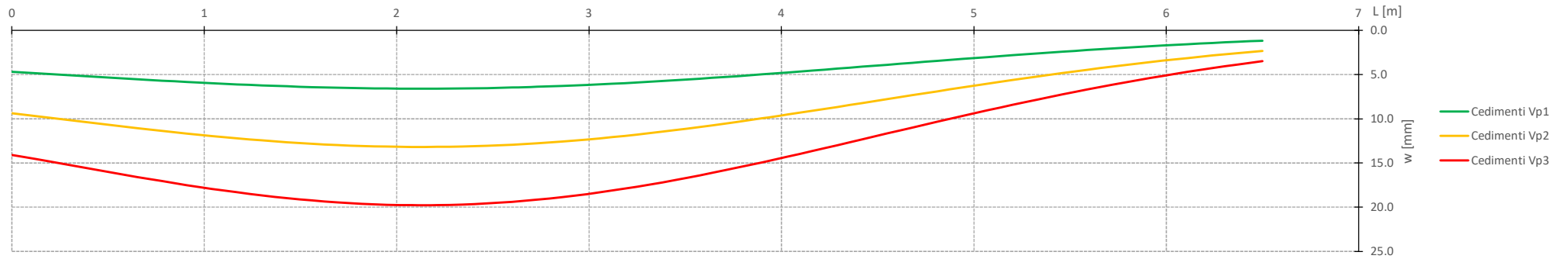
Vista in pianta



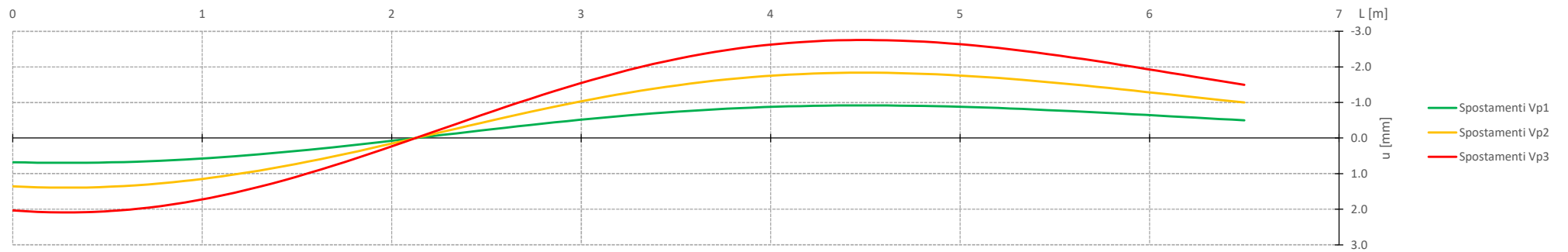
Vista in sezione

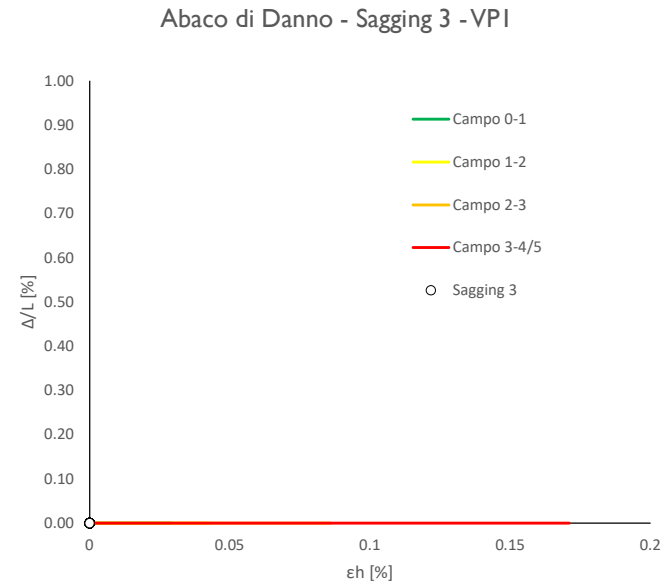
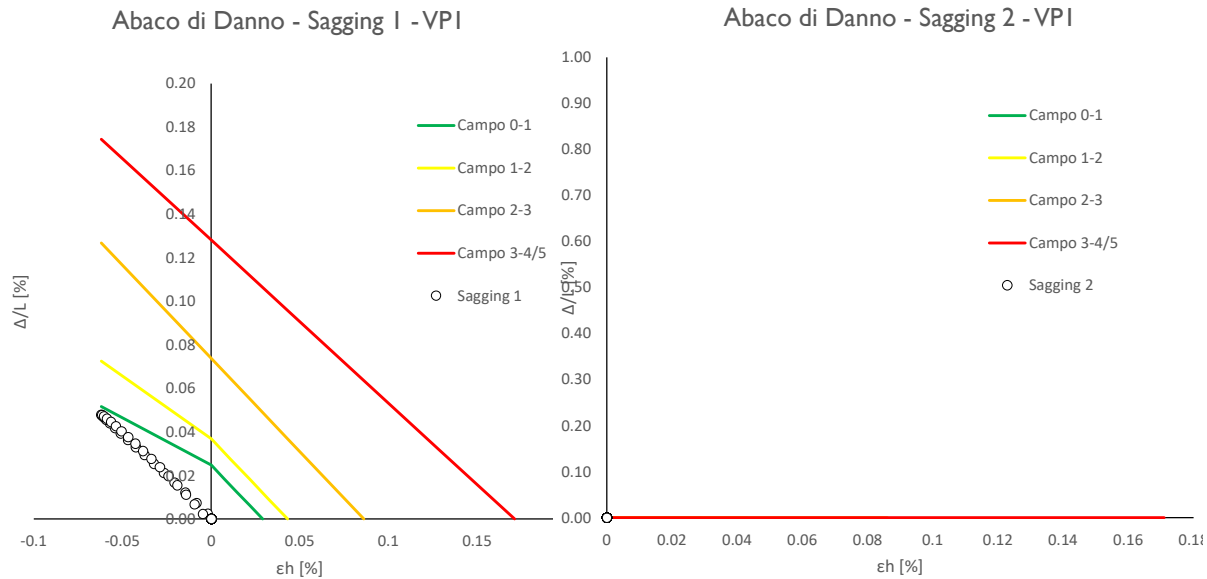
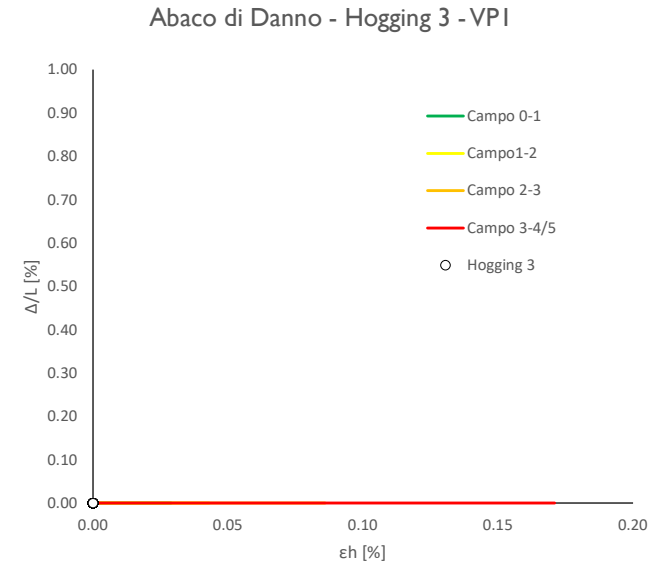
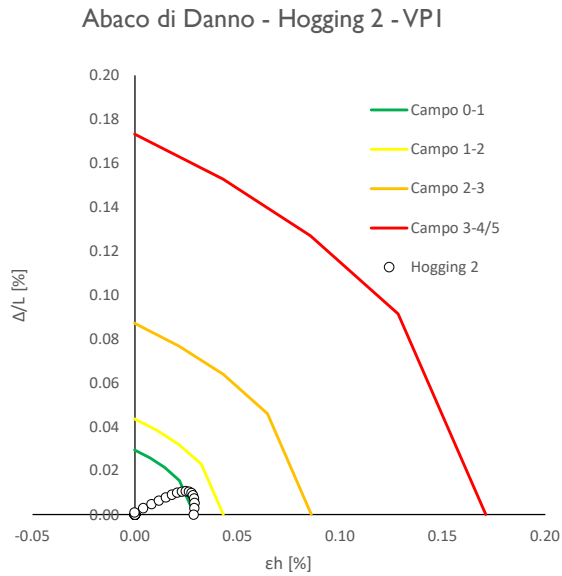
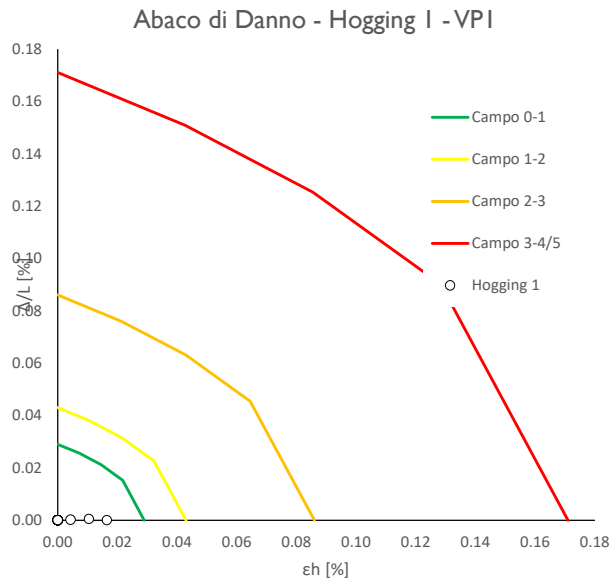


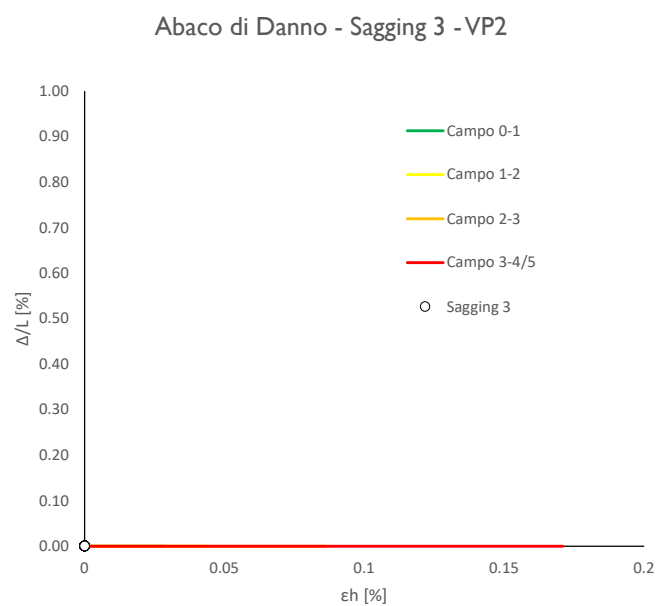
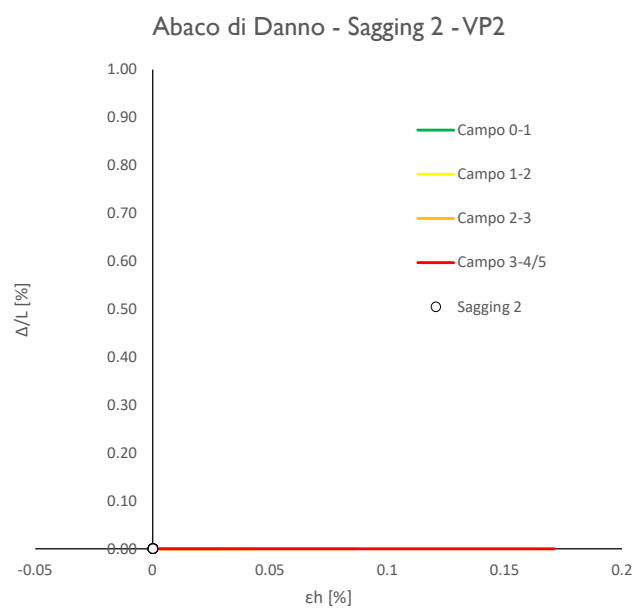
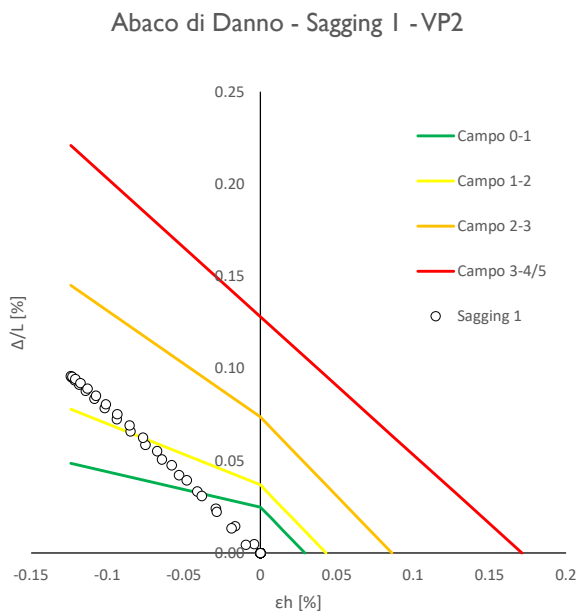
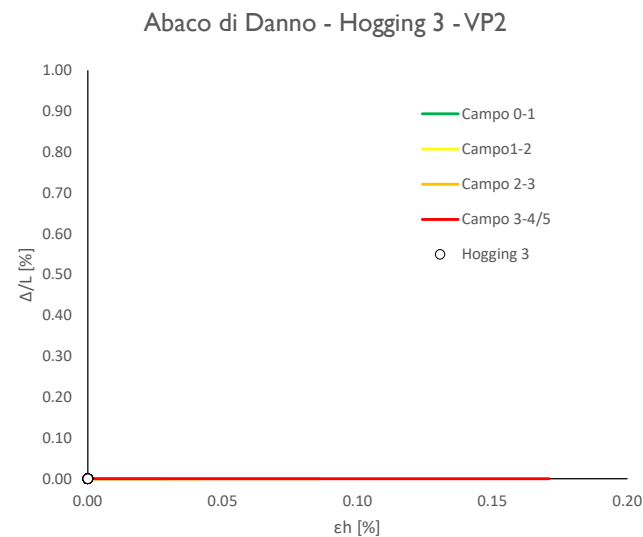
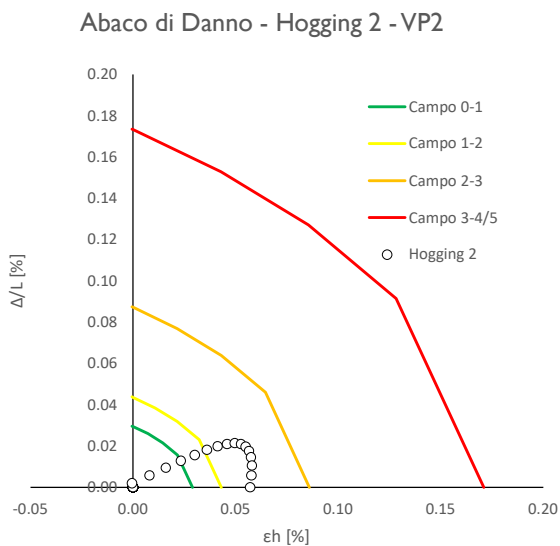
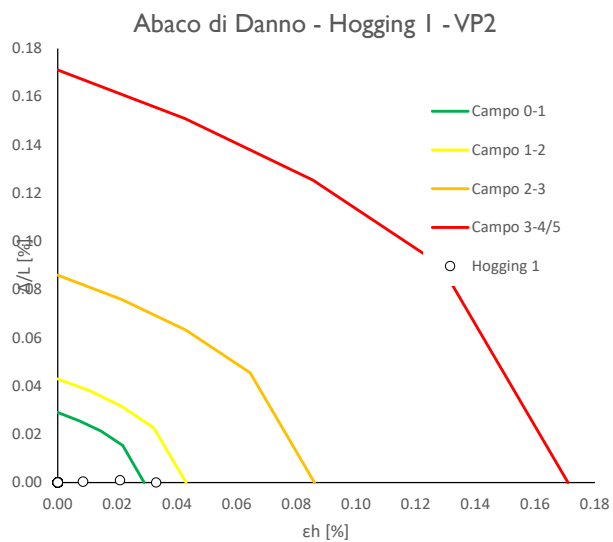
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato

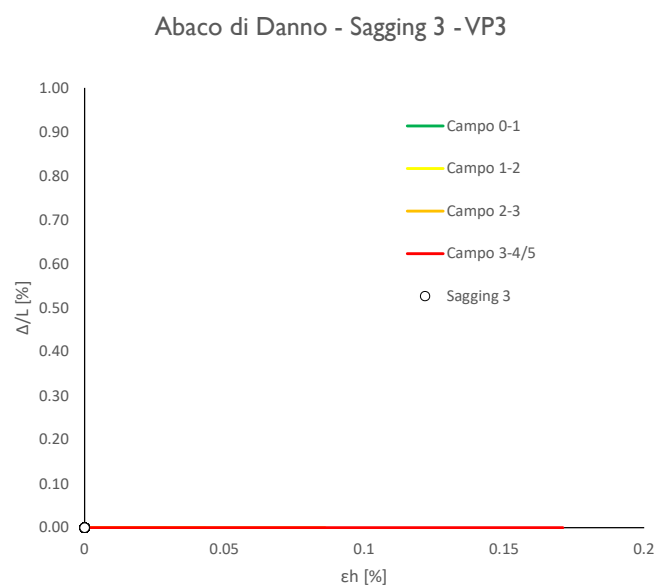
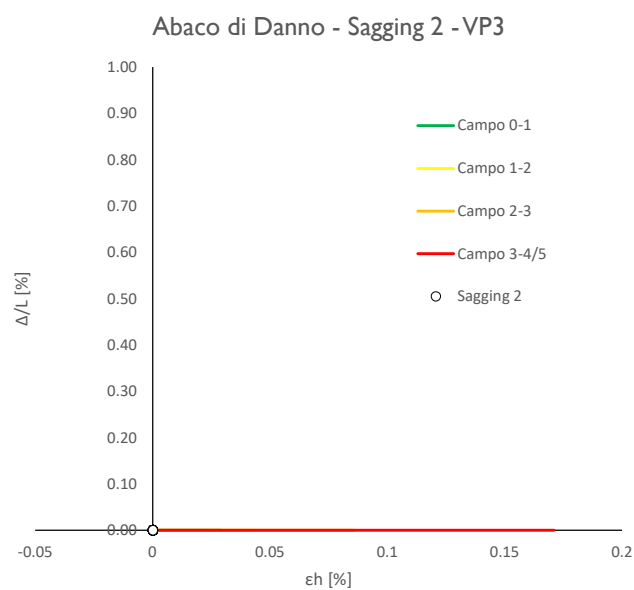
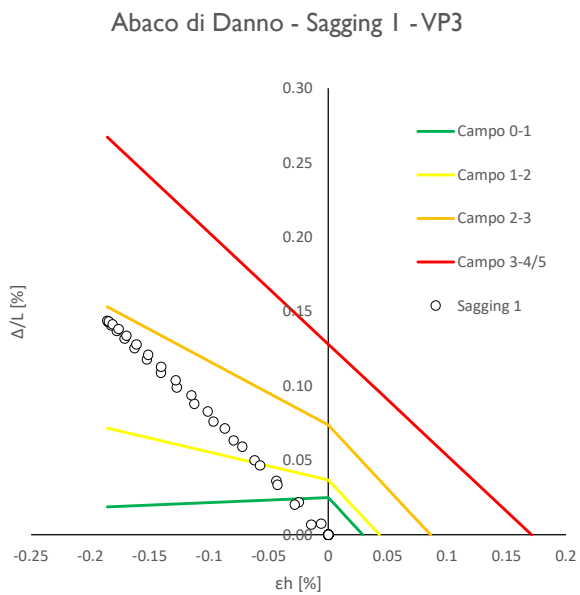
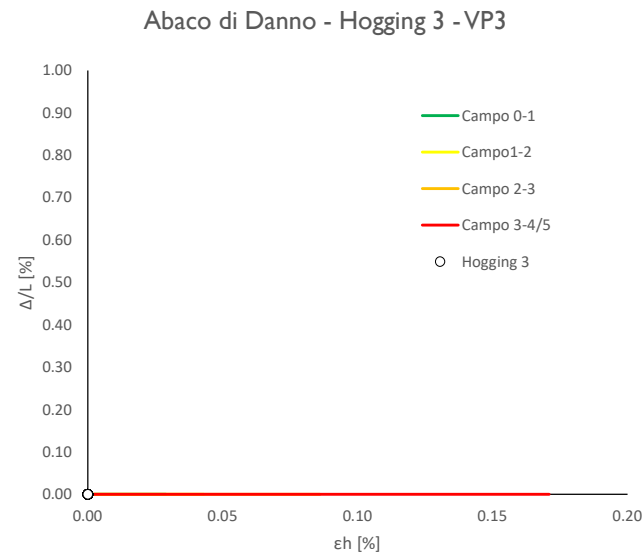
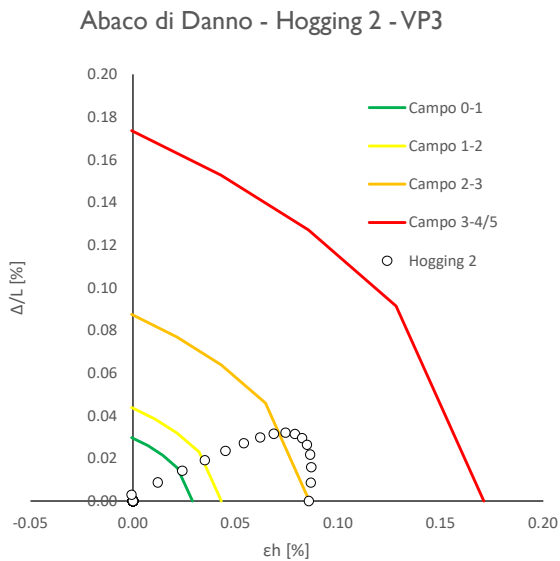
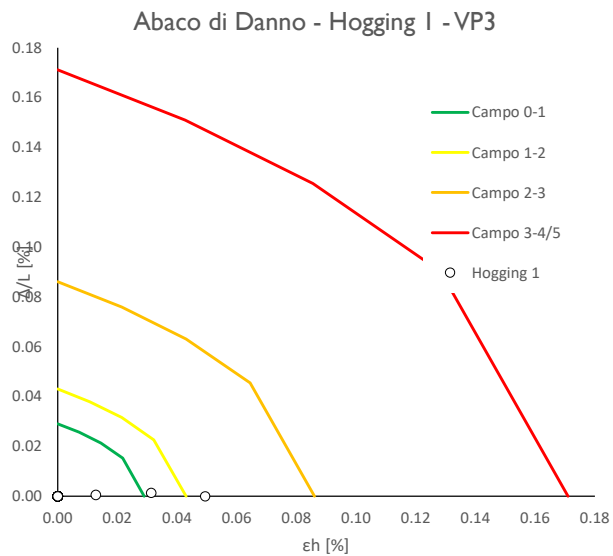


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato









Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E3 All\_2" Interazione T/S

**Dati Edificio**

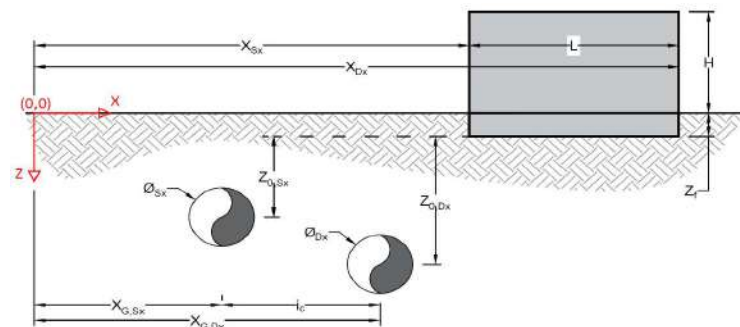
L [m]	6.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	55.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	61.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	17.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.15	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.15	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	6.6	13.1	19.7
Galleria Dx	0.4	0.9	1.3
Doppia Galleria	6.6	13.2	19.8

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.3	8.5	12.8
Galleria Dx	0.4	0.9	1.3
Doppia Galleria	4.7	9.4	14.1

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

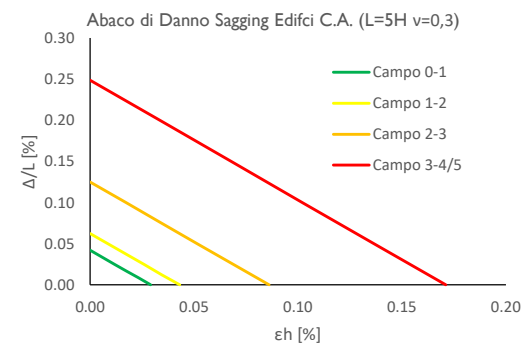
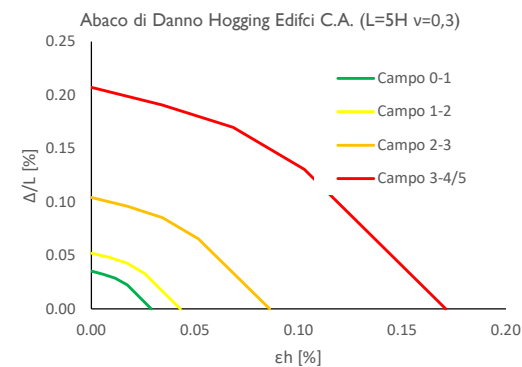
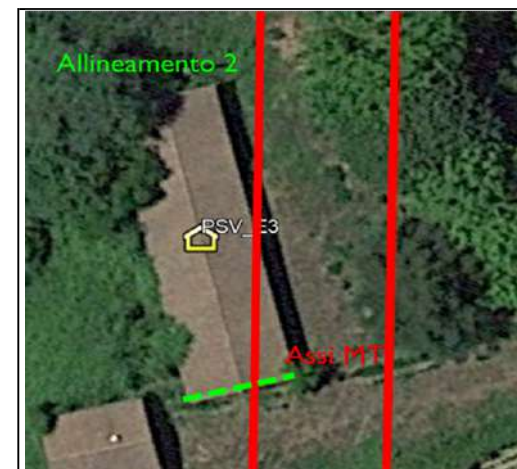
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.2	2.3	3.5
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	1.2	2.3	3.5

**Tipo di Danno**

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Hogging 2	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

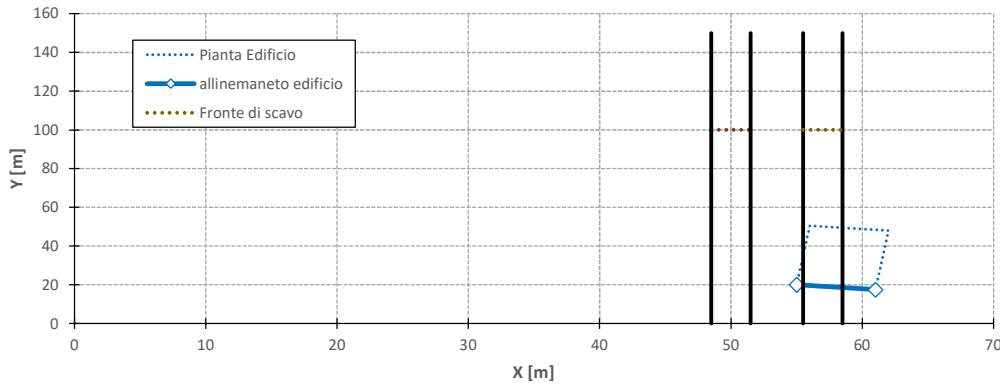
**Lunghezze calcolo [m]**

Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	0.3	0.3	0.3
Sagging 1	4.2	4.2	4.2
Hogging 2	2.0	2.0	2.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

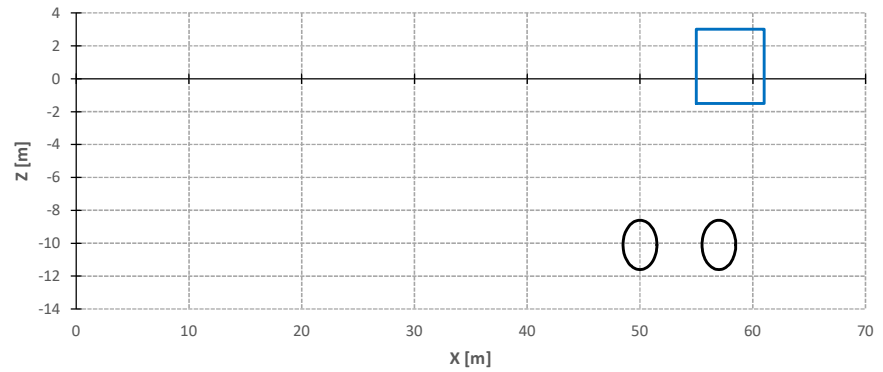




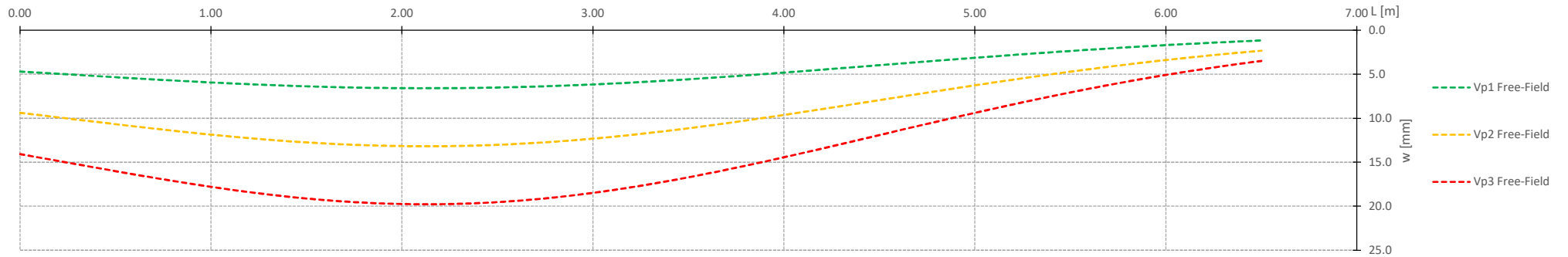
Vista in pianta



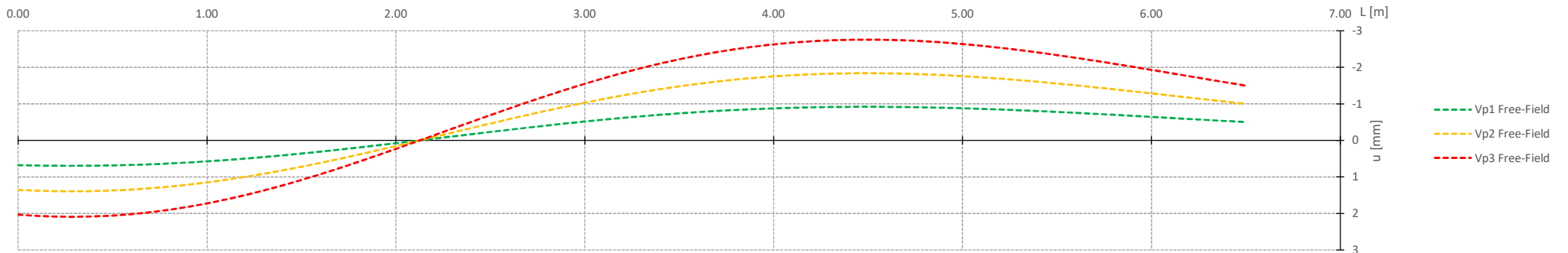
Vista in sezione



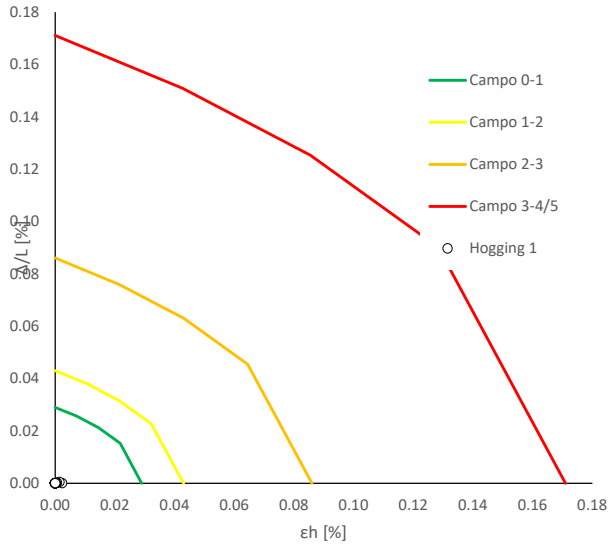
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



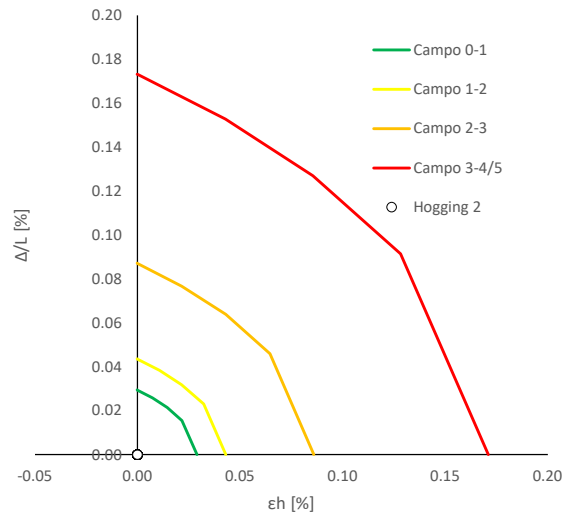
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



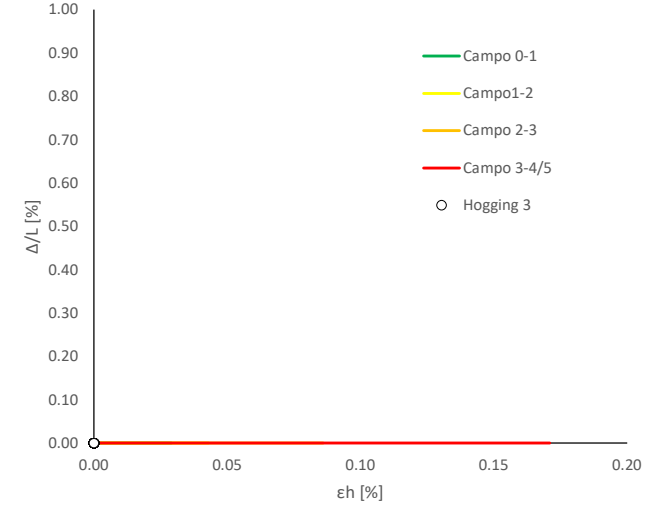
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



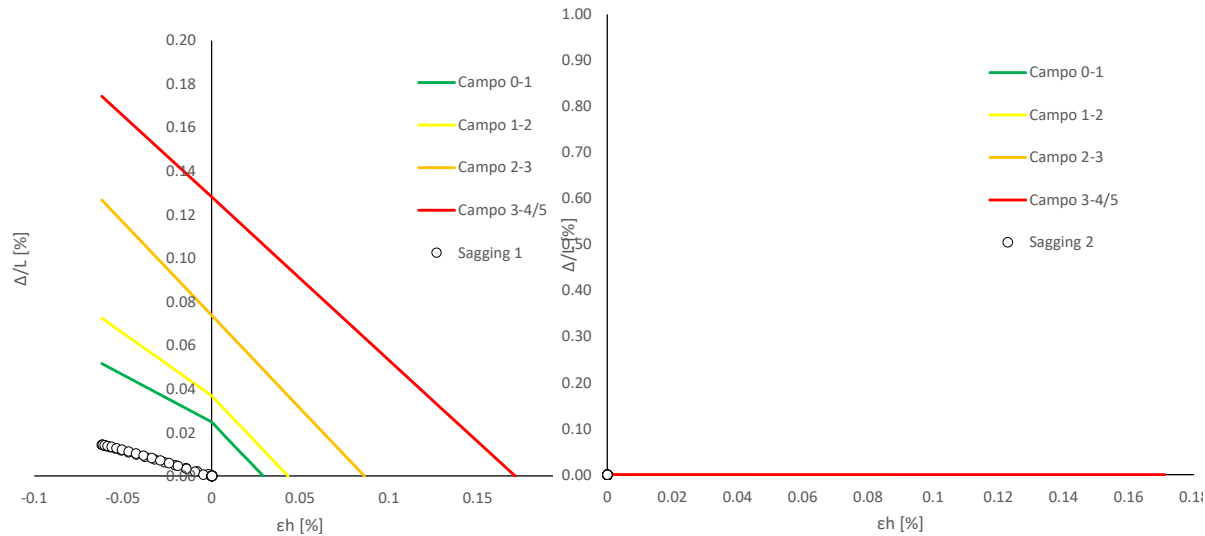
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



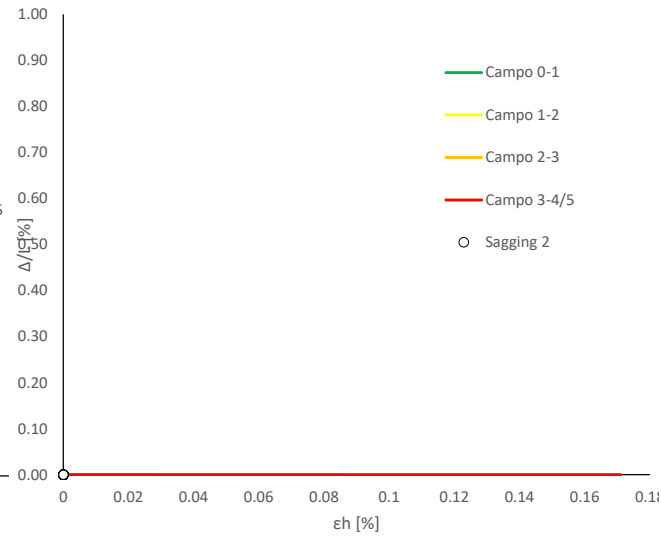
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



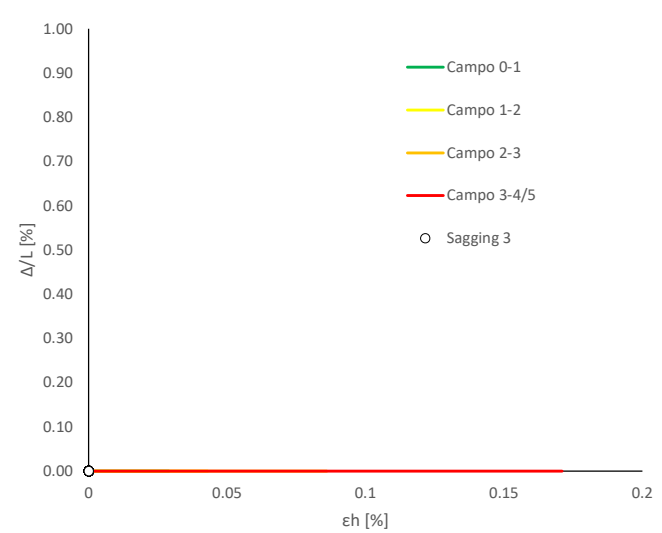
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



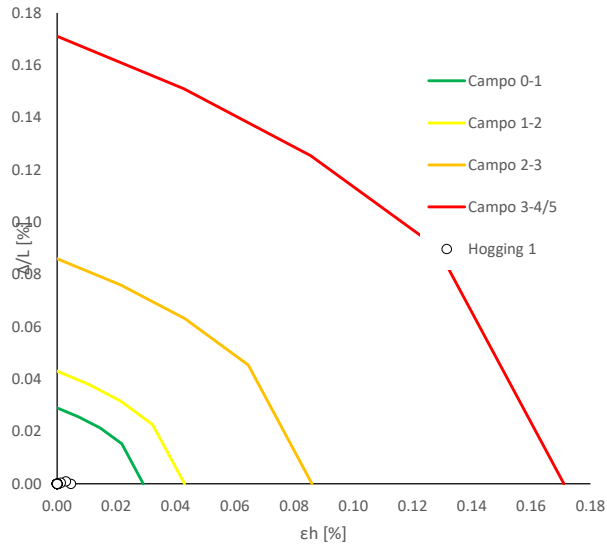
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



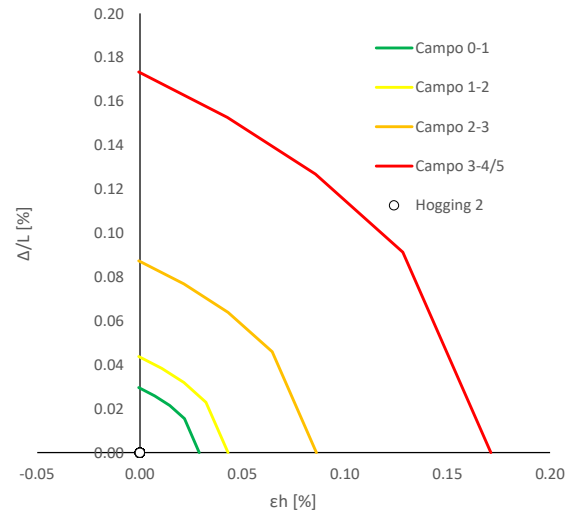
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



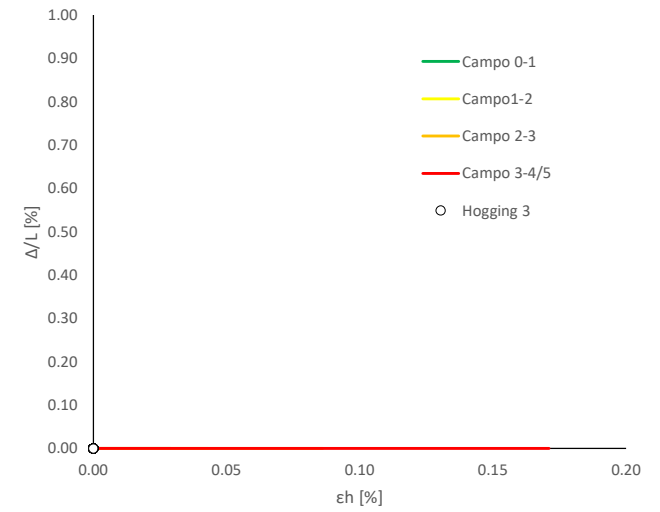
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



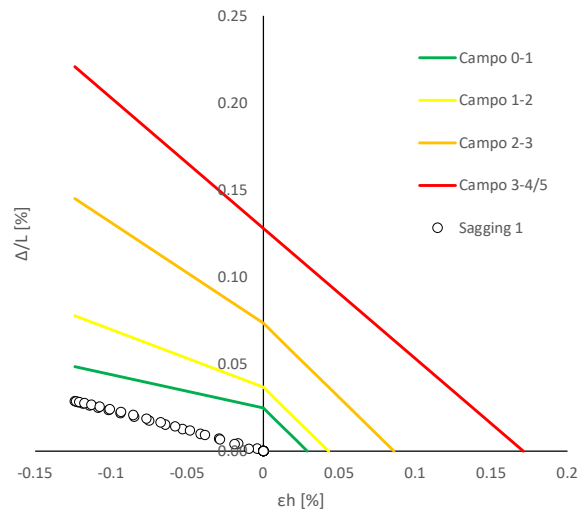
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



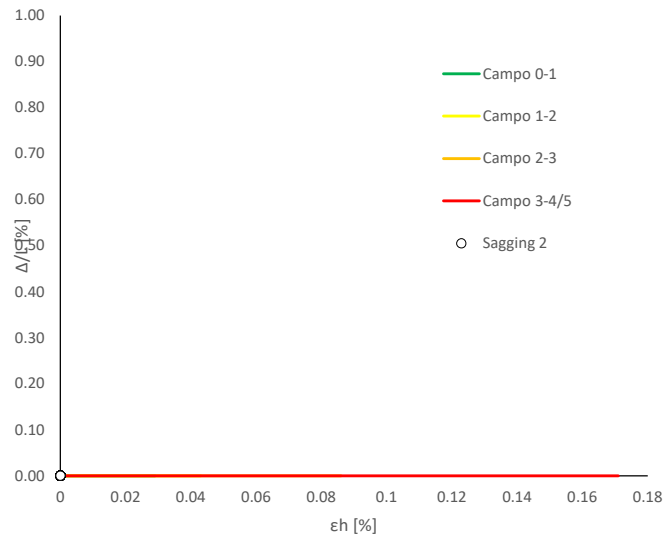
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



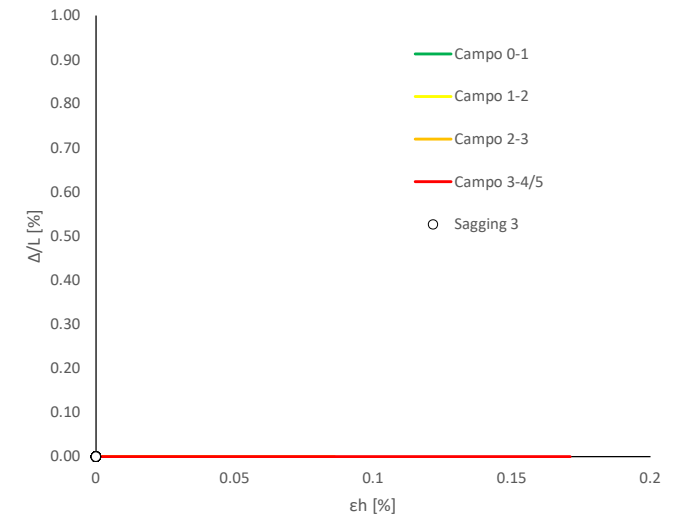
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



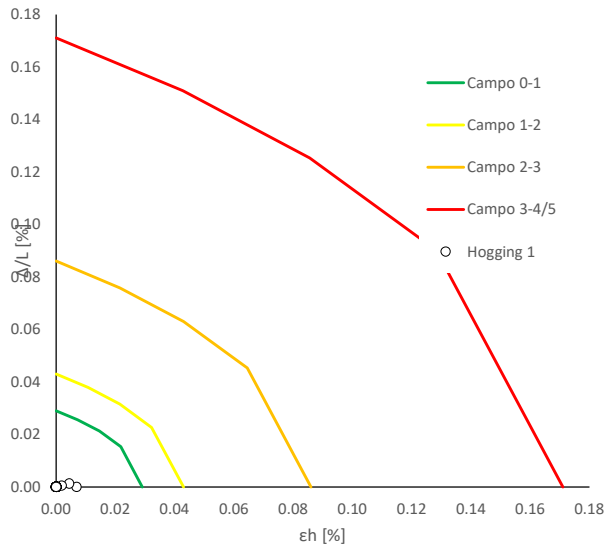
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



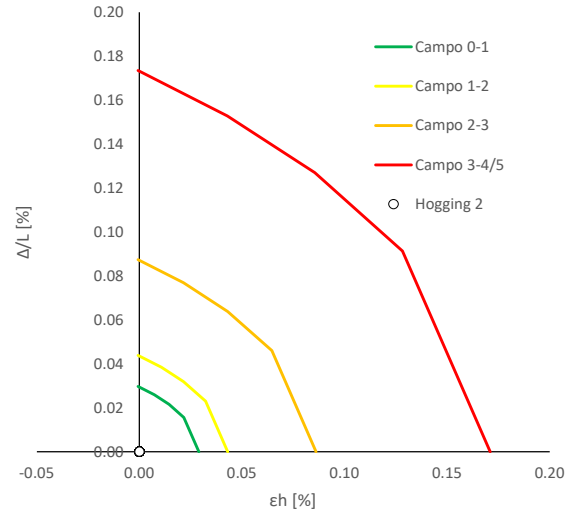
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



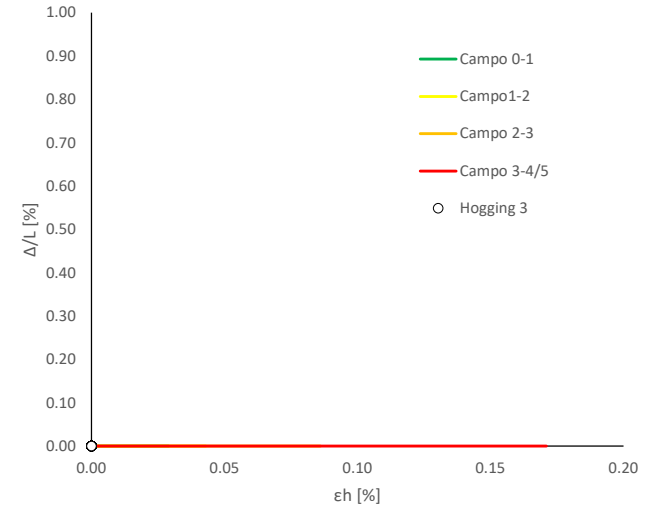
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



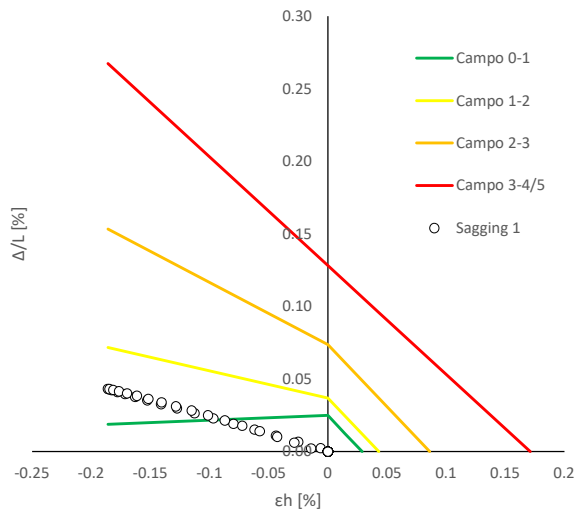
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



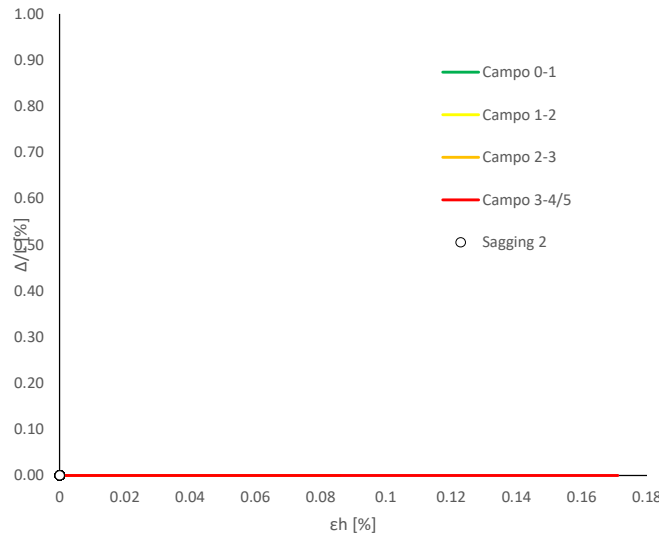
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



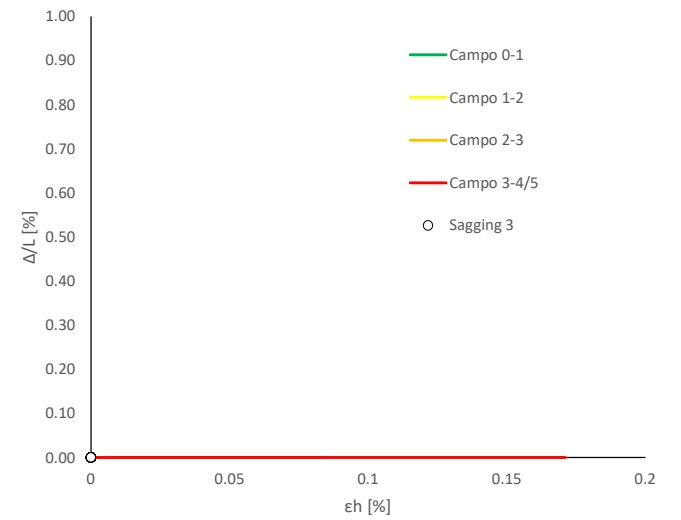
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E3 All\_1"

**Dati Edificio**

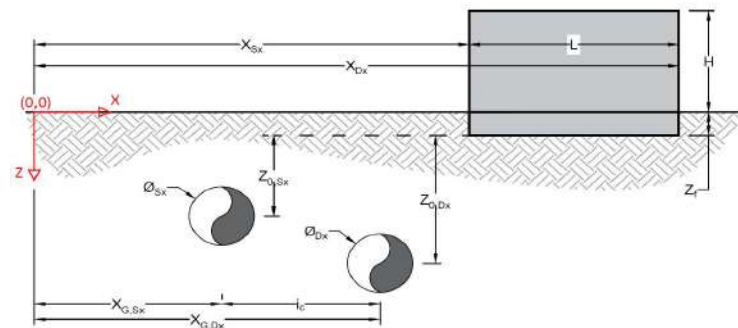
L [m]	28.6	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	55.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	61.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	48.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.01	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.01	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.7	9.4	14.1
Galleria Dx	1.2	2.4	3.5
Doppia Galleria	5.1	10.2	15.2

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

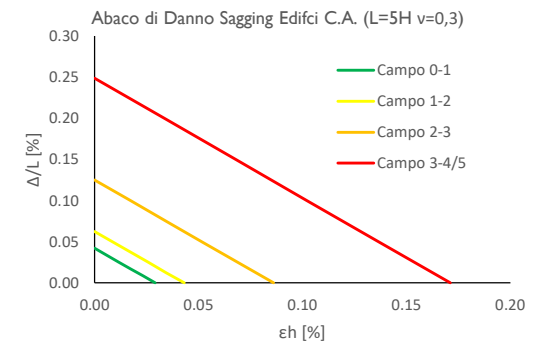
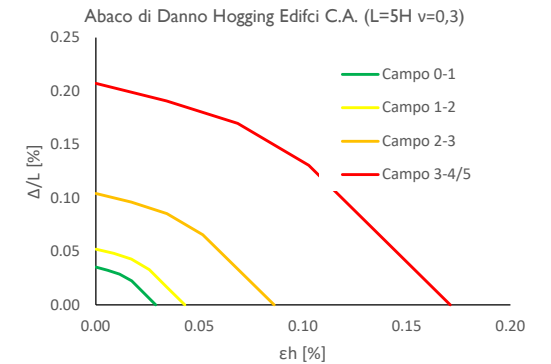
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	3.8	7.5	11.3
Galleria Dx	1.2	2.4	3.5
Doppia Galleria	4.9	9.9	14.8

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

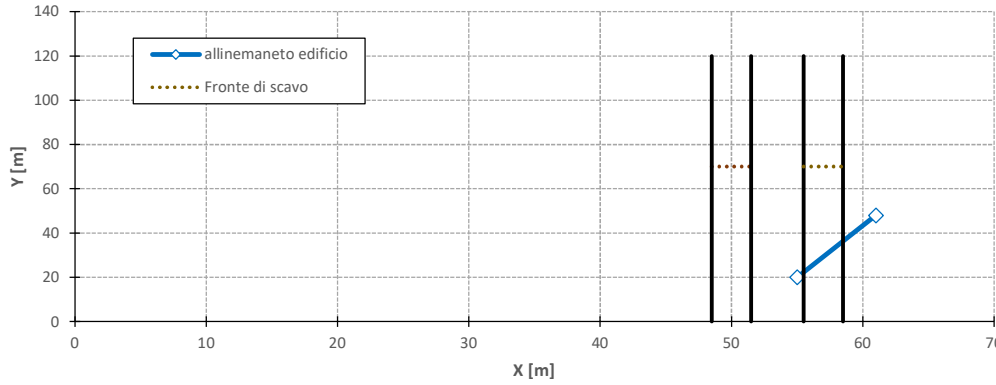
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.9	3.9	5.8
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	1.9	3.9	5.8

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

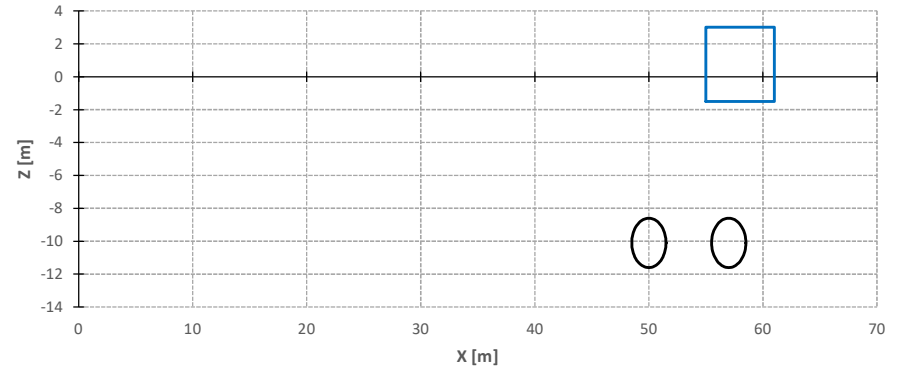
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	5.4	5.4	5.4
Sagging 1	23.2	23.2	23.2
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



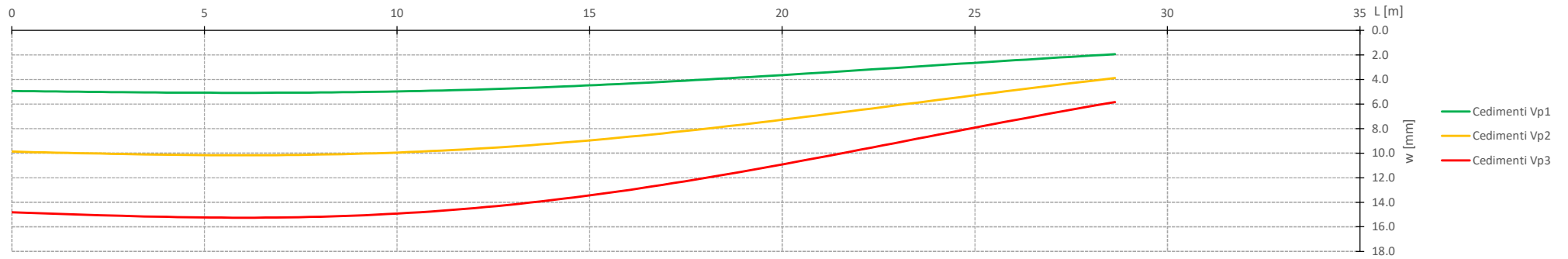
Vista in pianta



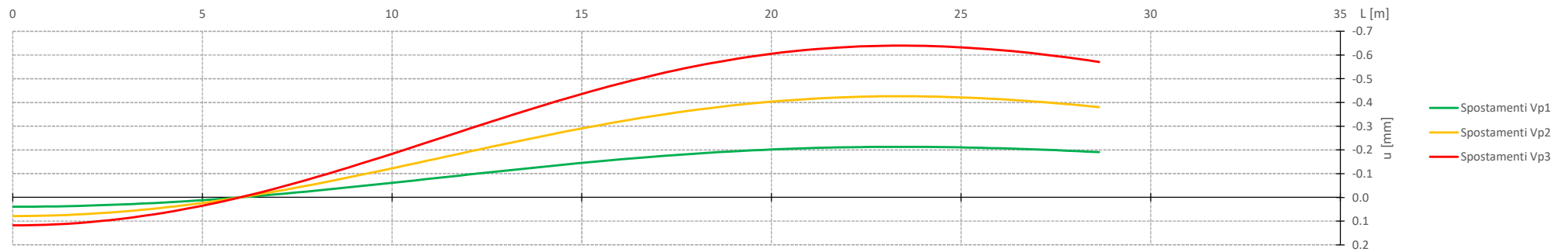
Vista in sezione



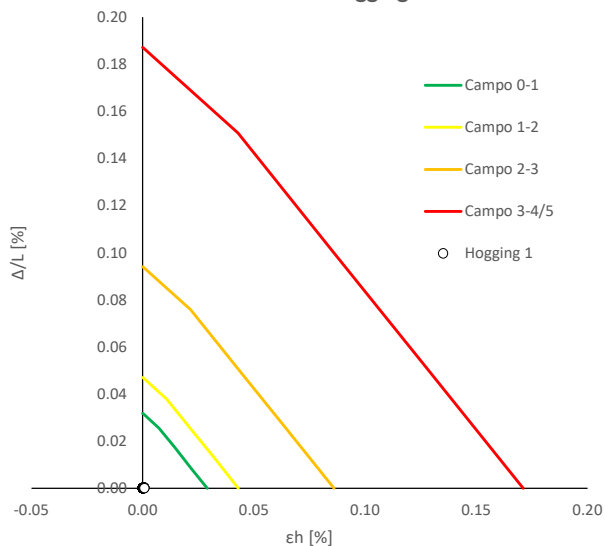
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



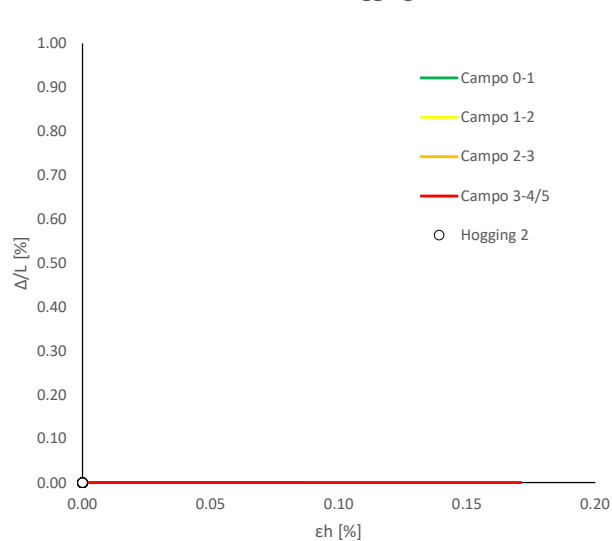
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



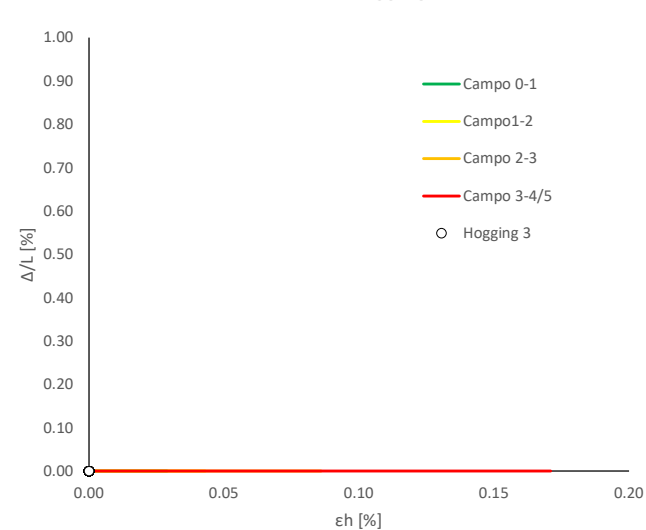
Abaco di Danno - Hogging I - VPI



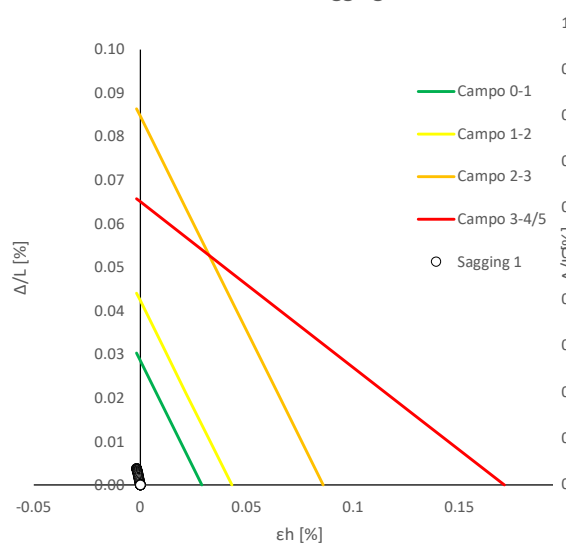
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



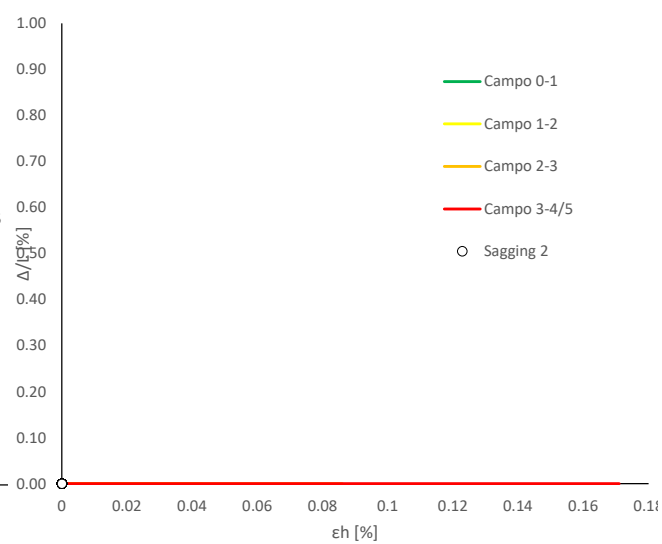
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



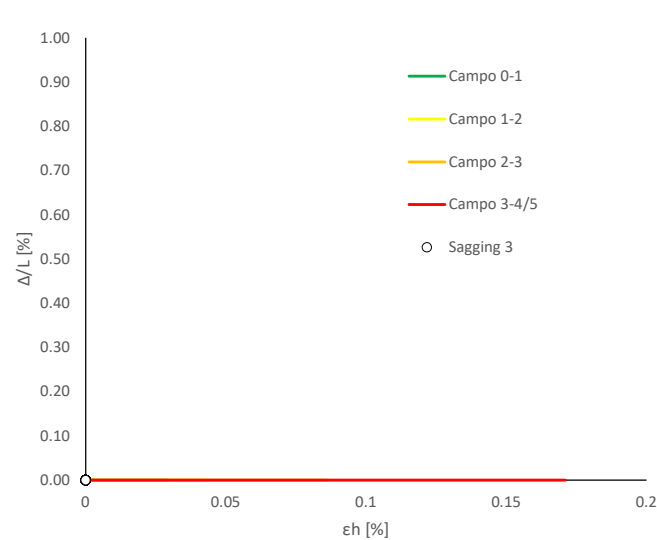
Abaco di Danno - Sagging I - VPI

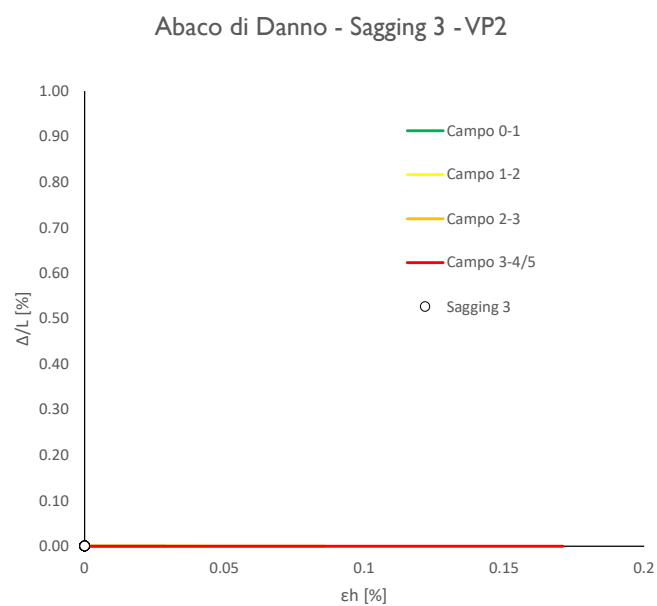
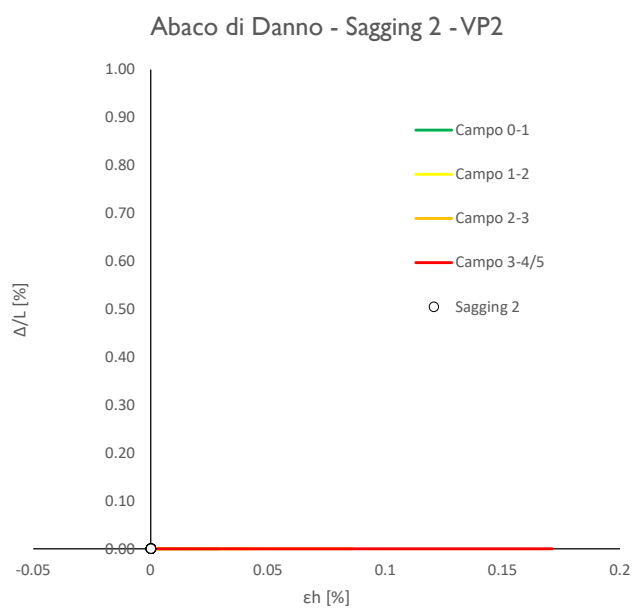
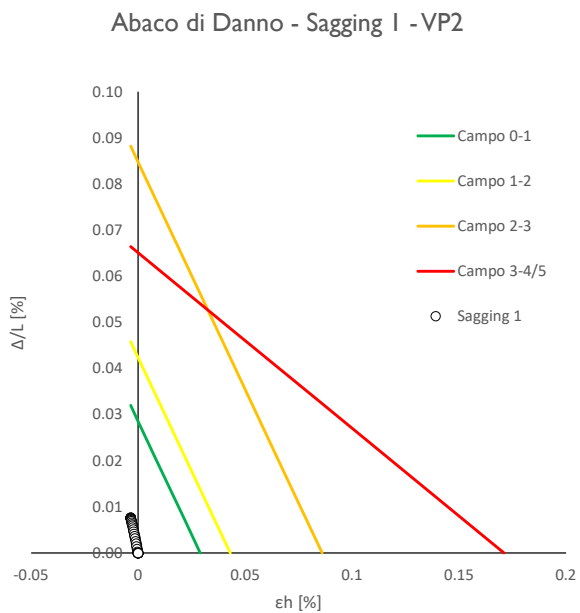
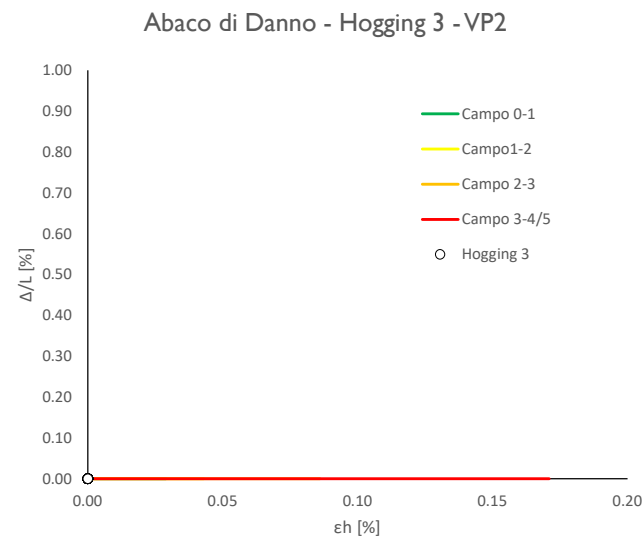
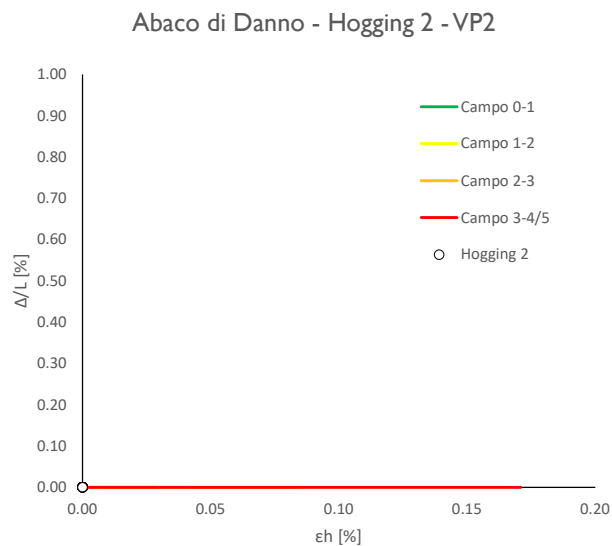
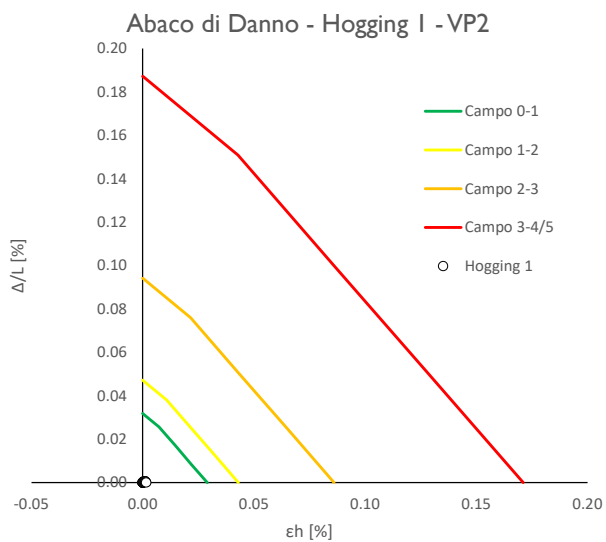


Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



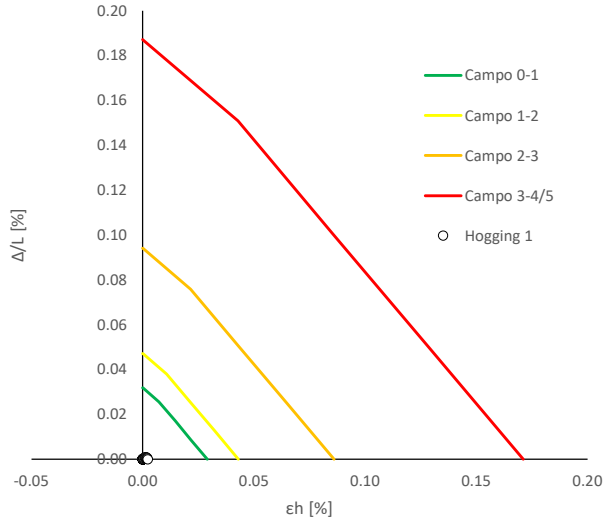
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



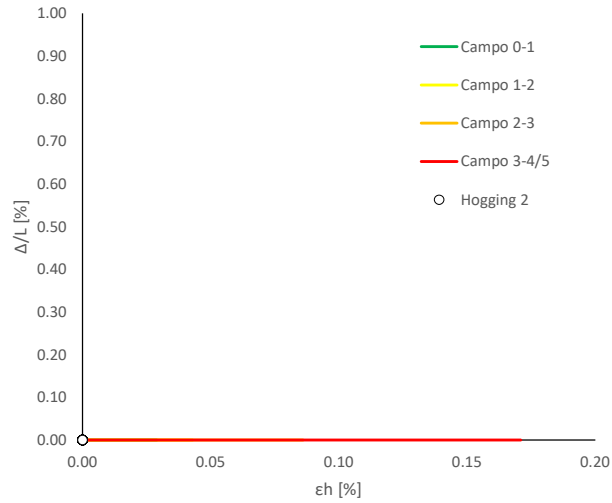




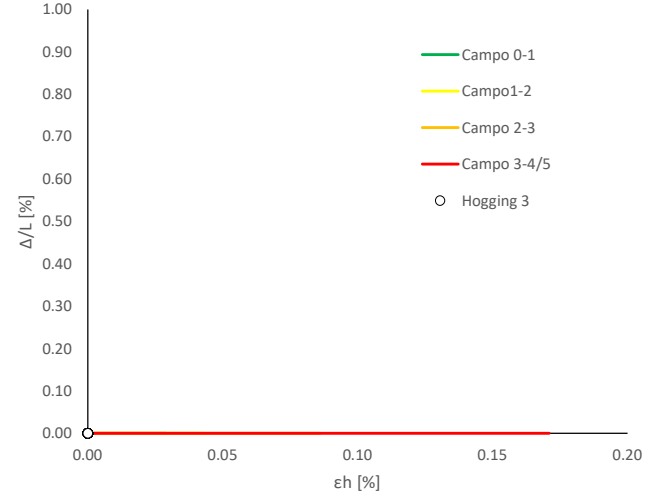
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



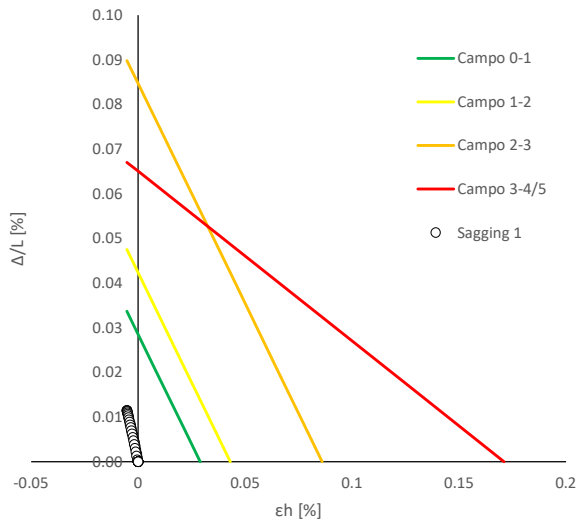
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



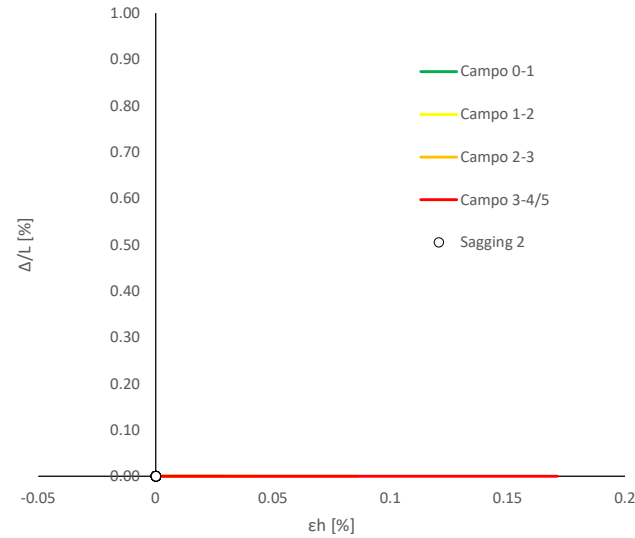
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



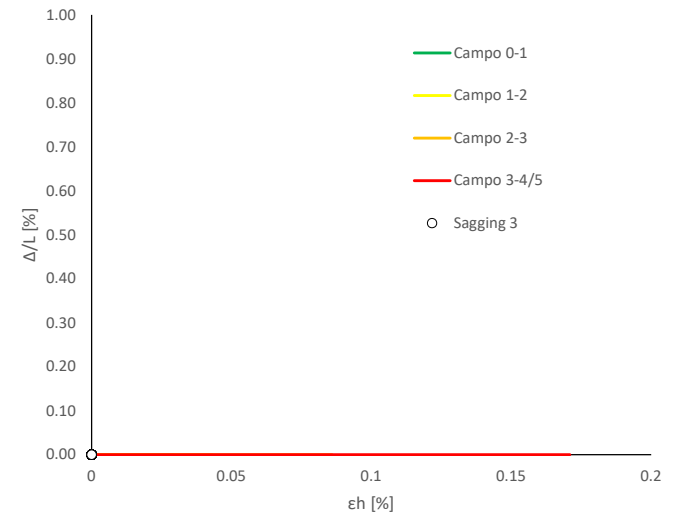
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E3 All\_2"

**Dati Edificio**

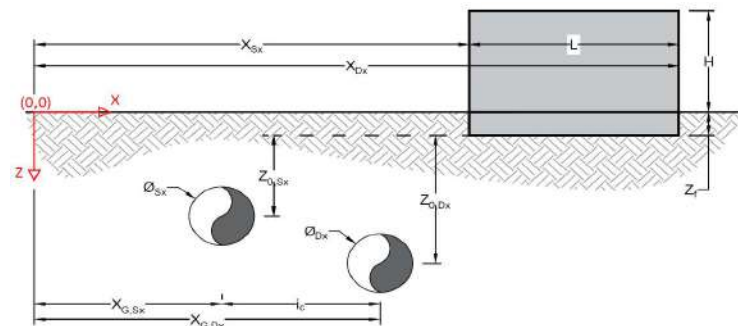
L [m]	6.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	55.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	61.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	17.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.01	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.01	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.7	9.4	14.1
Galleria Dx	1.2	2.4	3.5
Doppia Galleria	5.1	10.2	15.2

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

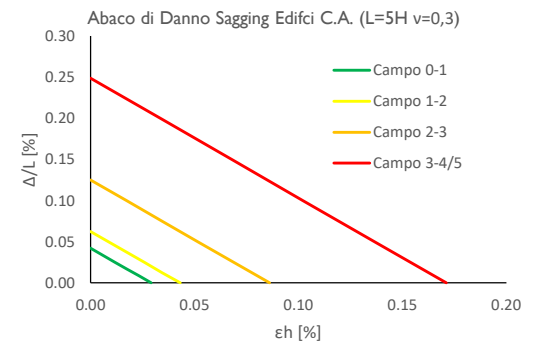
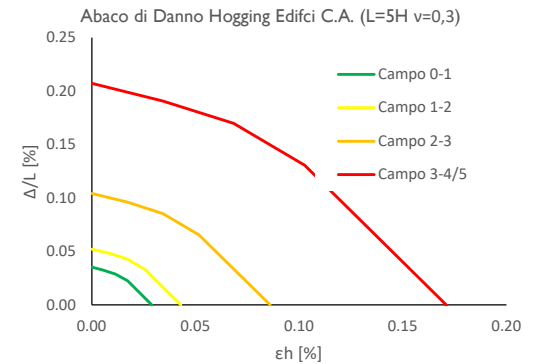
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	3.8	7.5	11.3
Galleria Dx	1.2	2.4	3.5
Doppia Galleria	4.9	9.9	14.8

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

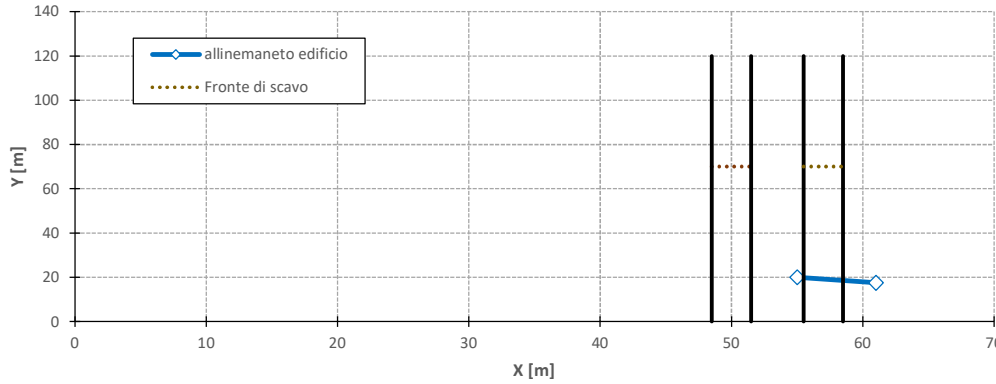
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.9	3.9	5.8
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	1.9	3.9	5.8

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

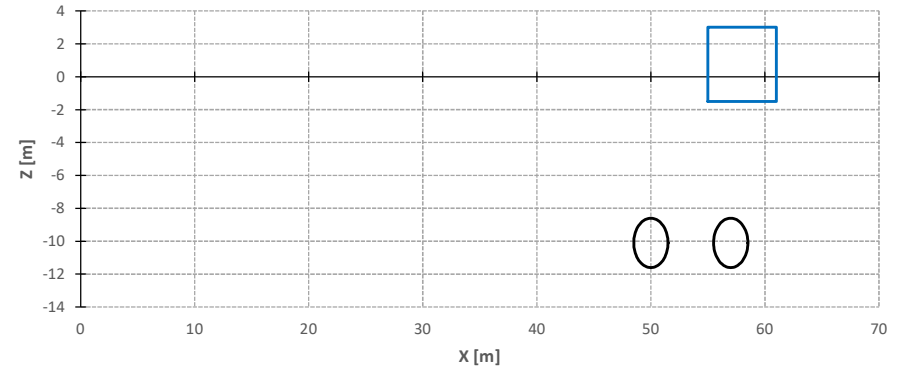
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	1.2	1.2	1.2
Sagging 1	5.3	5.3	5.3
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



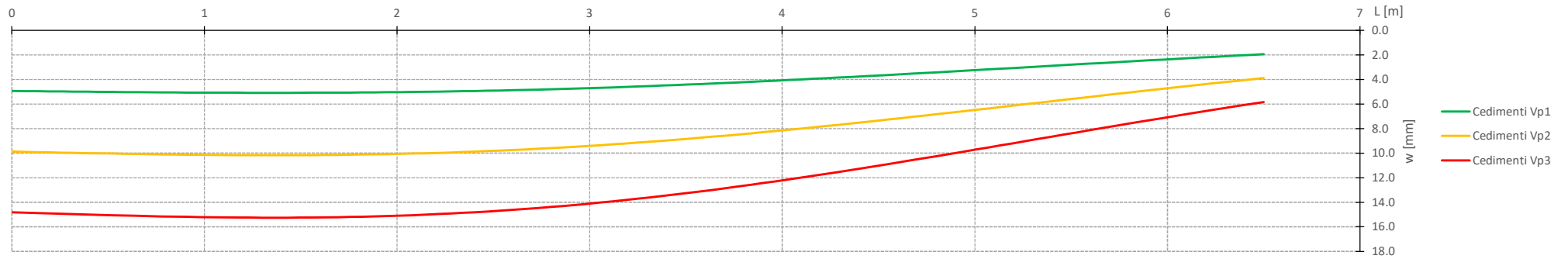
Vista in pianta



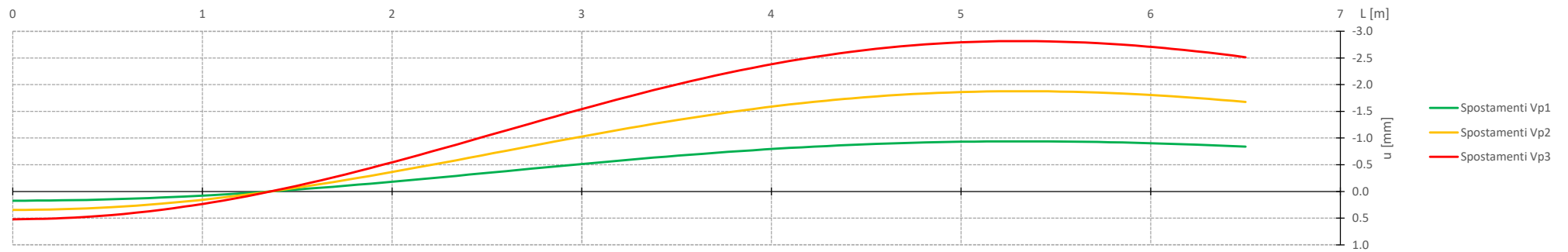
Vista in sezione



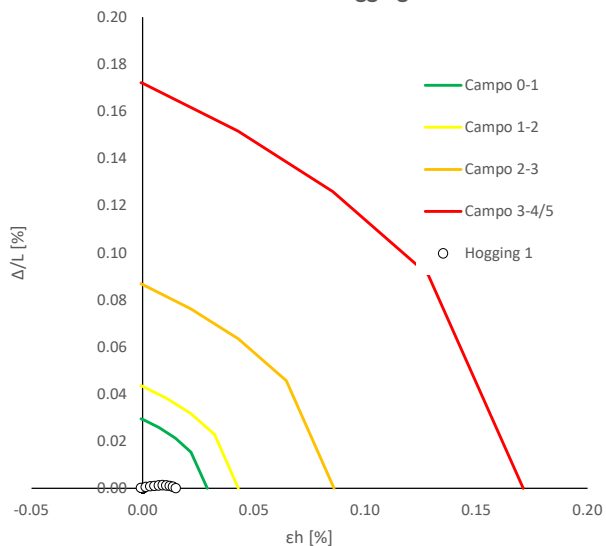
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



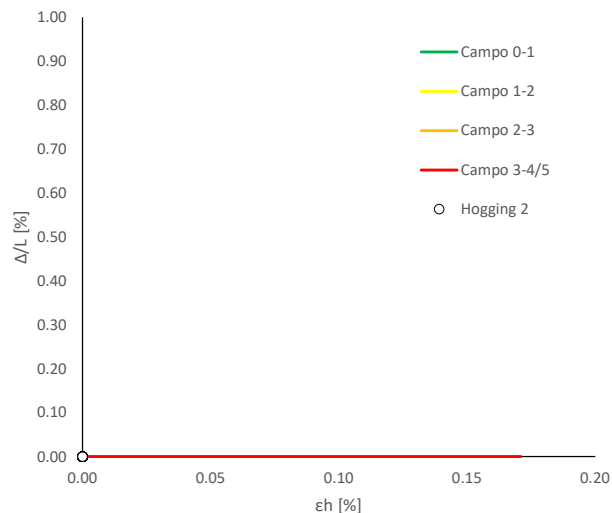
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



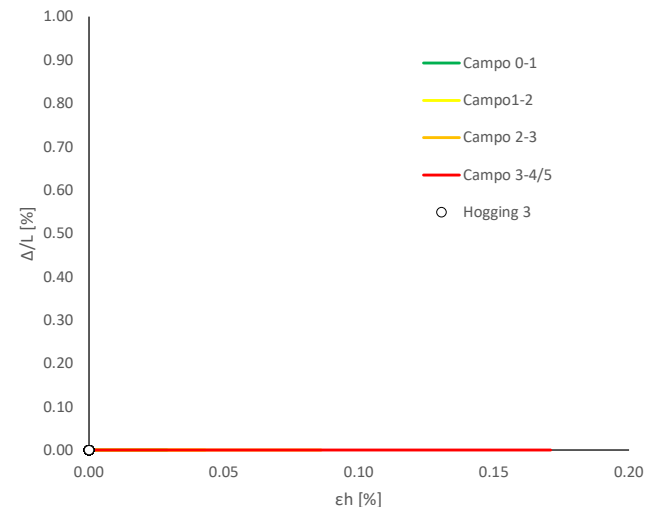
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



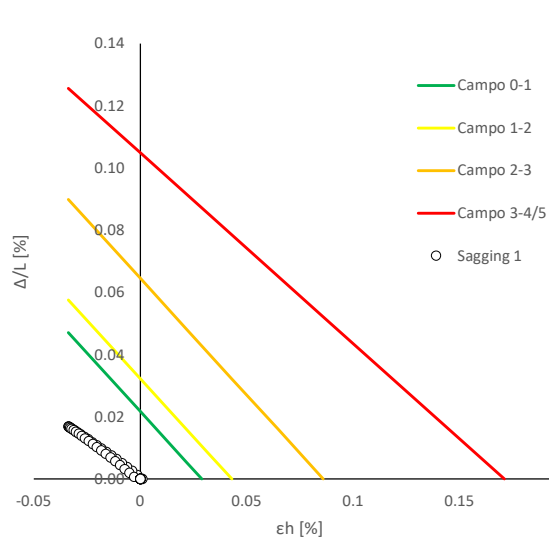
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



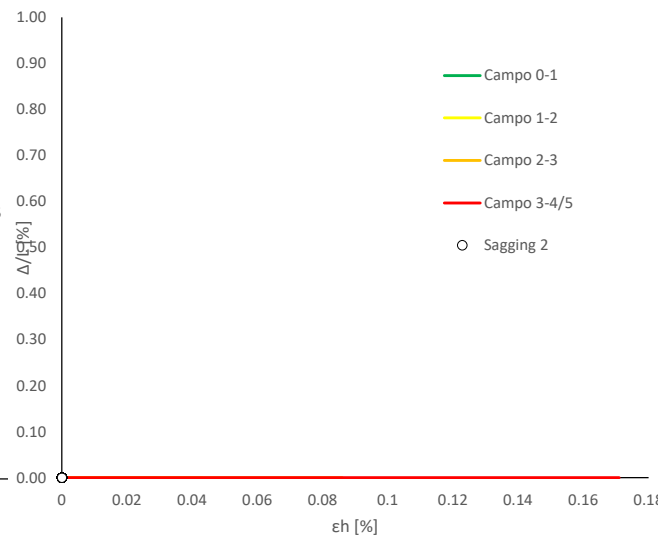
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



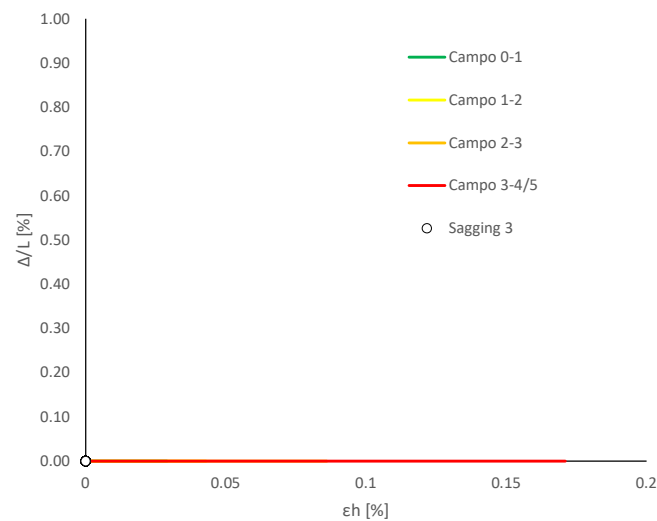
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI

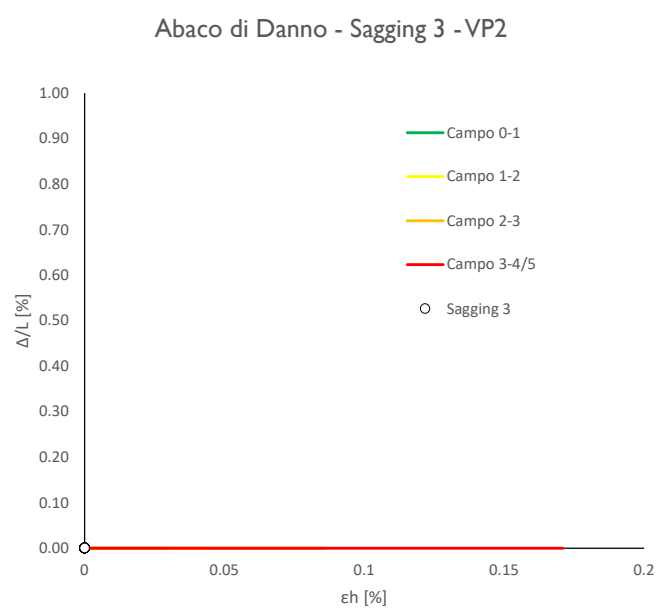
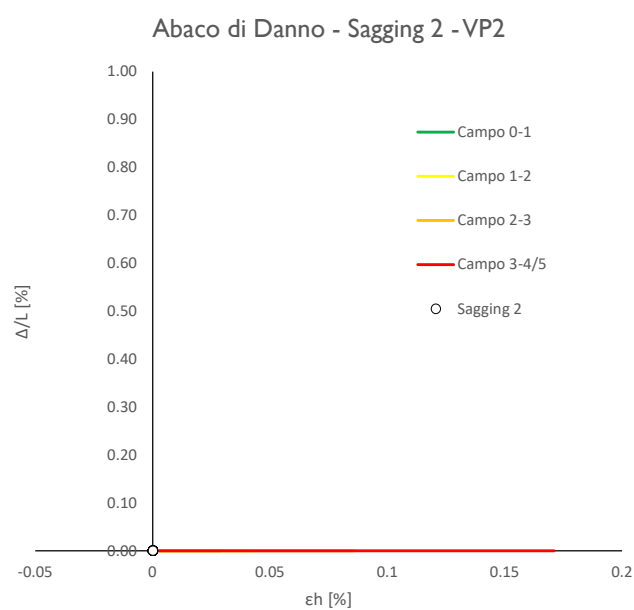
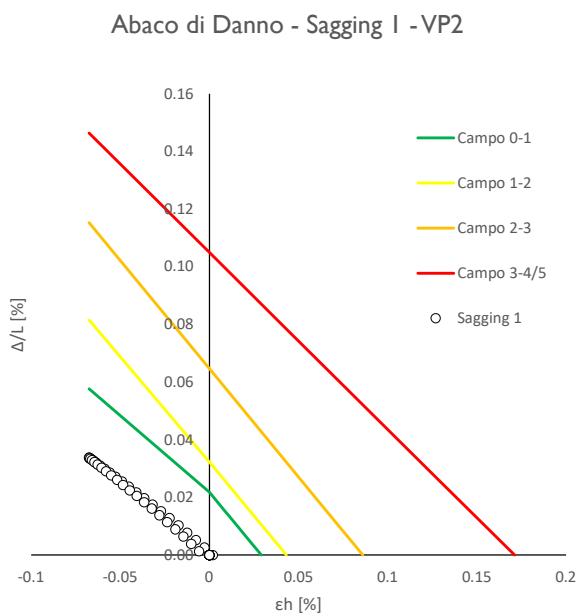
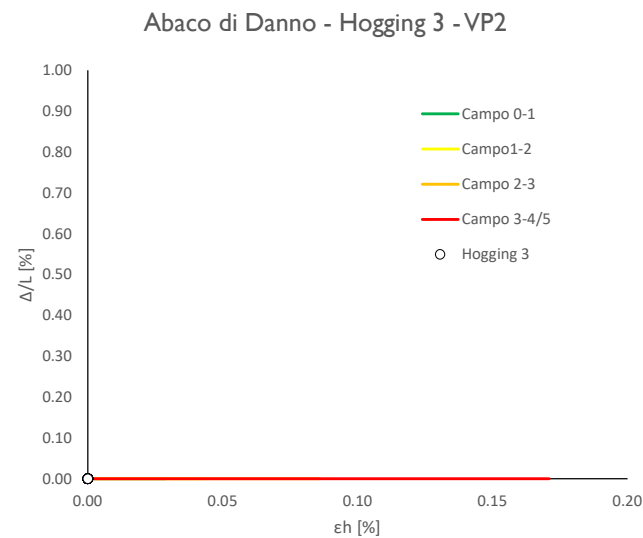
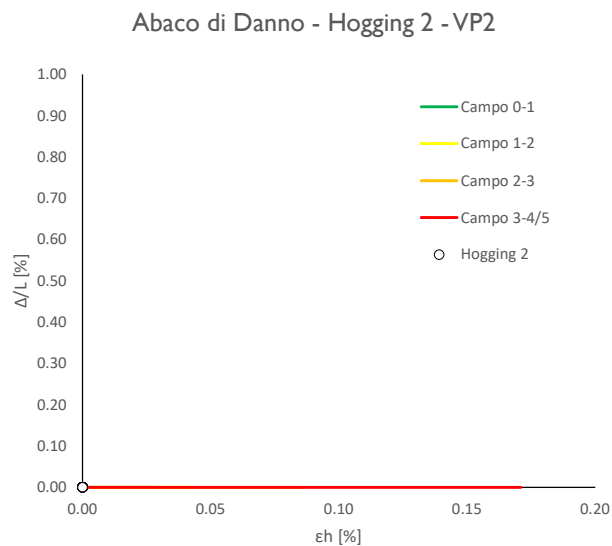
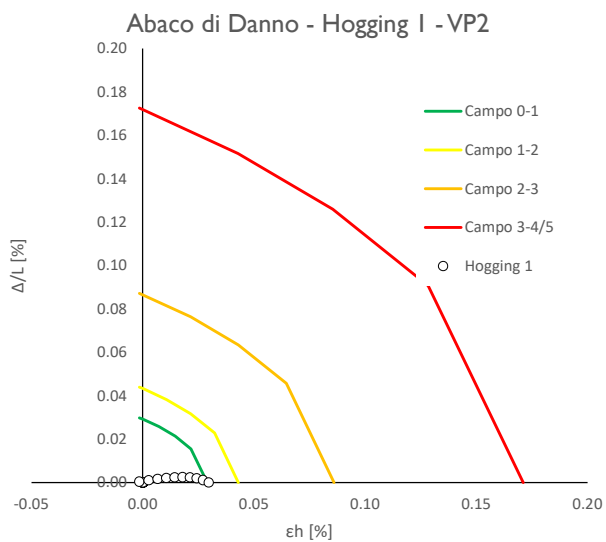


Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI

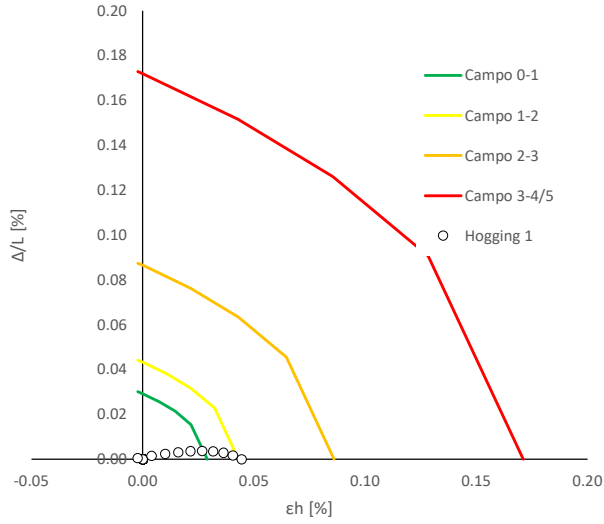


Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI

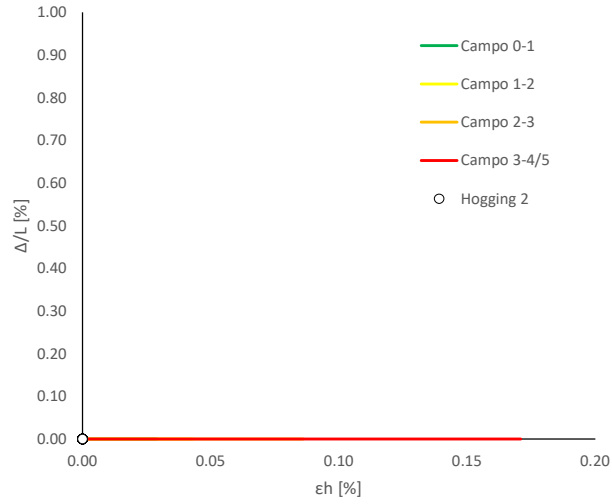




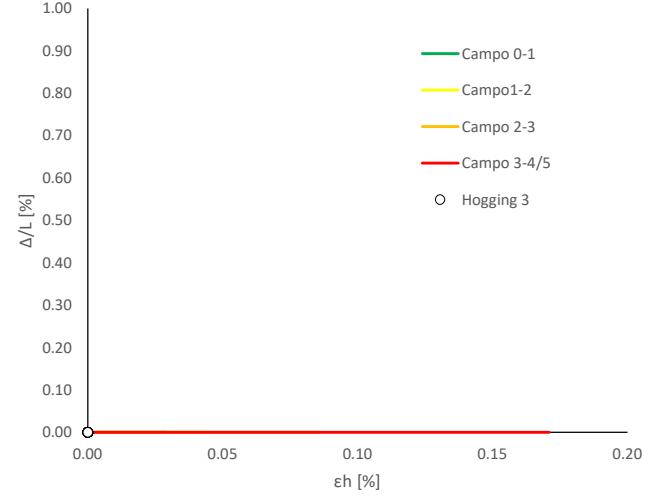
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



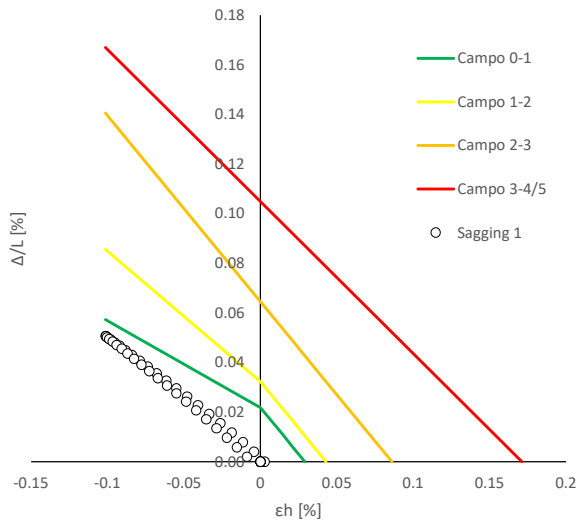
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



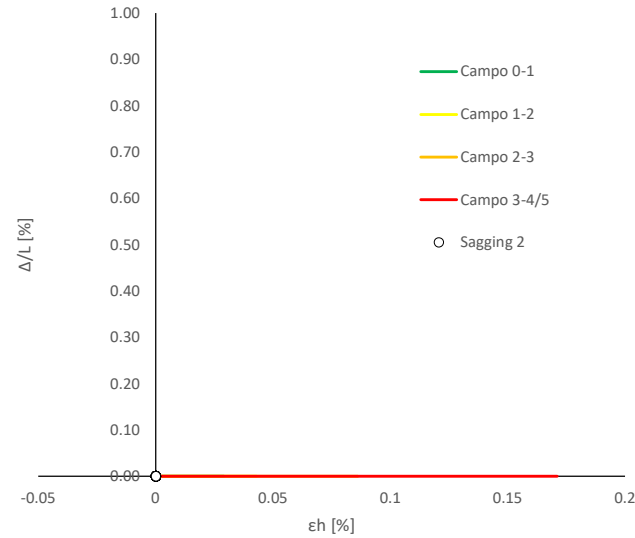
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



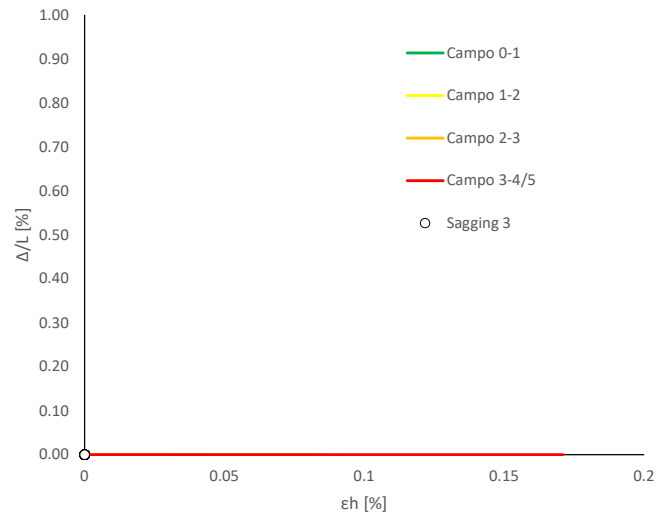
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E3 All\_2" Interazione T/S

**Dati Edificio**

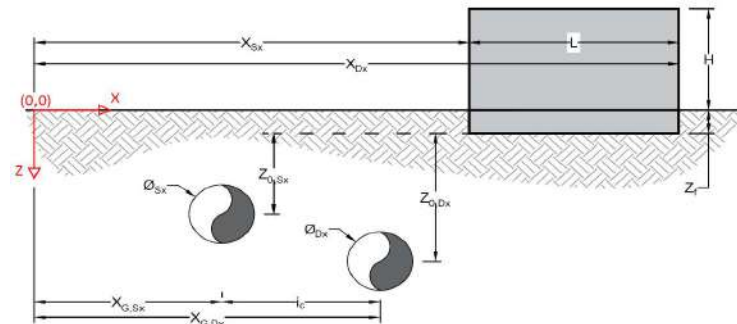
L [m]	6.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	8.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	55.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	61.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	17.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.01	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.01	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.7	9.4	14.1
Galleria Dx	1.2	2.4	3.5
Doppia Galleria	5.1	10.2	15.2

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	3.8	7.5	11.3
Galleria Dx	1.2	2.4	3.5
Doppia Galleria	4.9	9.9	14.8

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

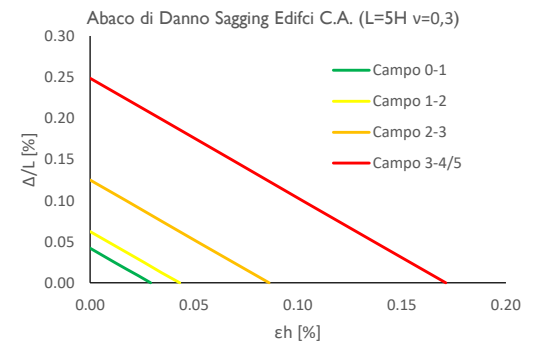
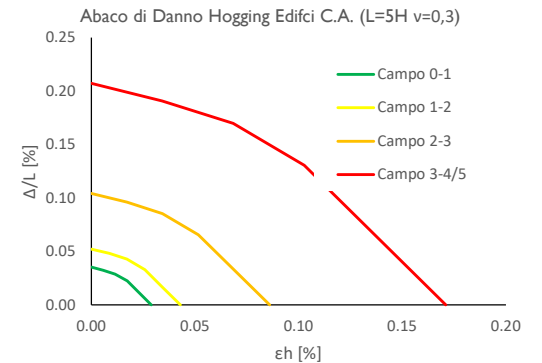
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.9	3.9	5.8
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	1.9	3.9	5.8

**Tipo di Danno**

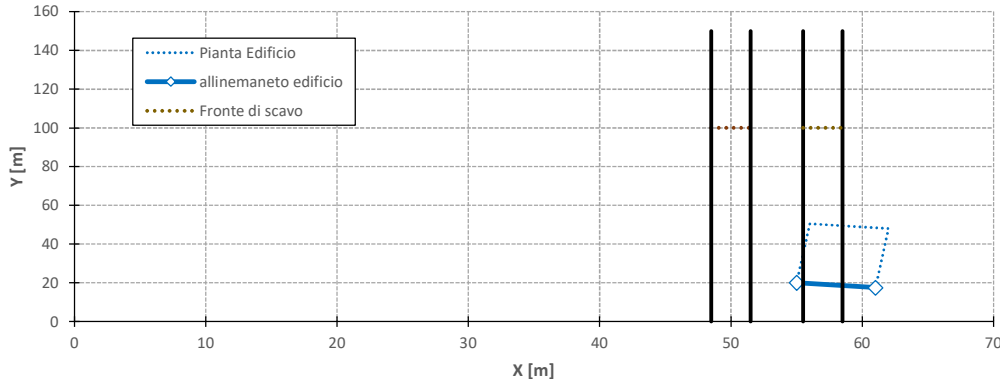
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

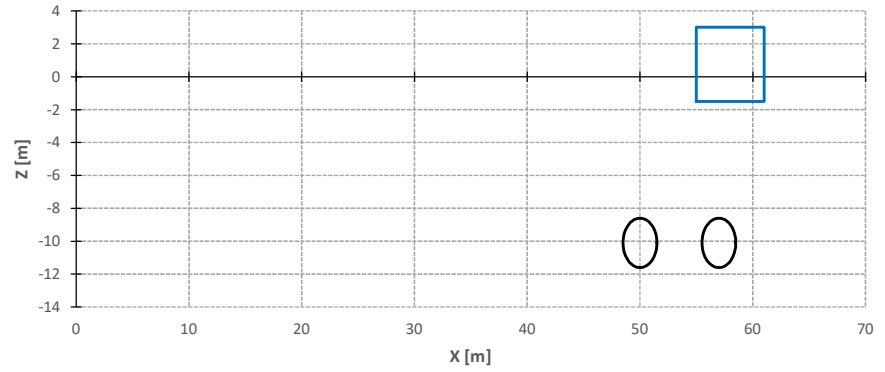
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	1.2	1.2	1.2
Sagging 1	5.3	5.3	5.3
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



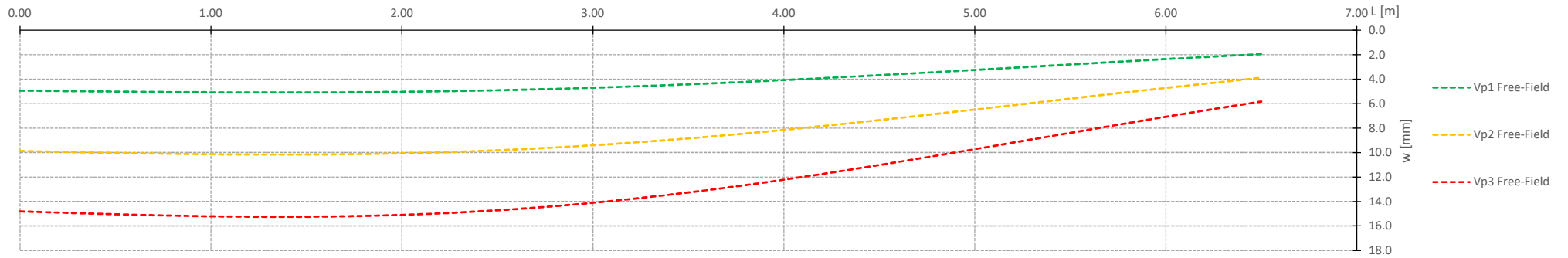
Vista in pianta



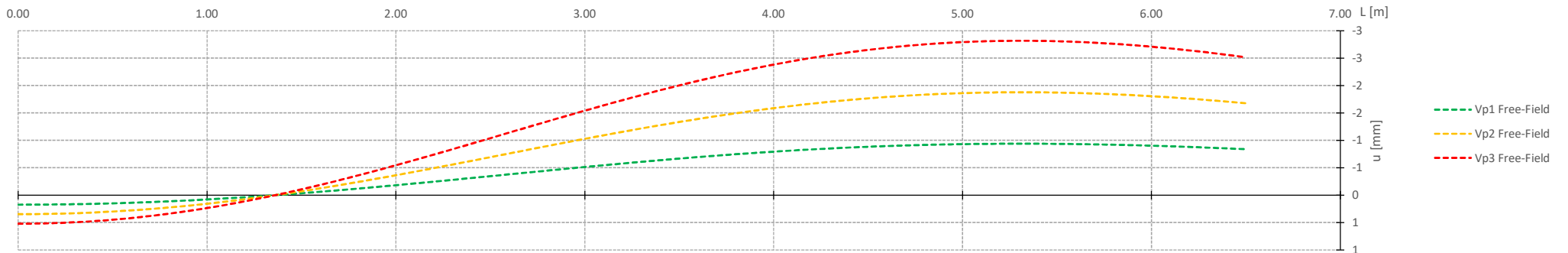
Vista in sezione



Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato

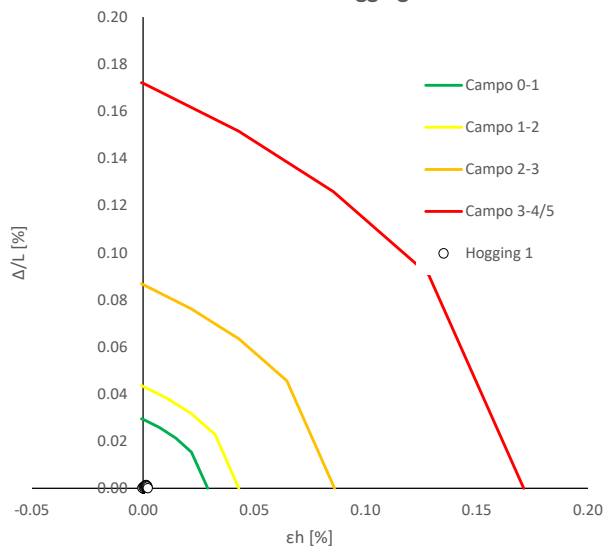


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato

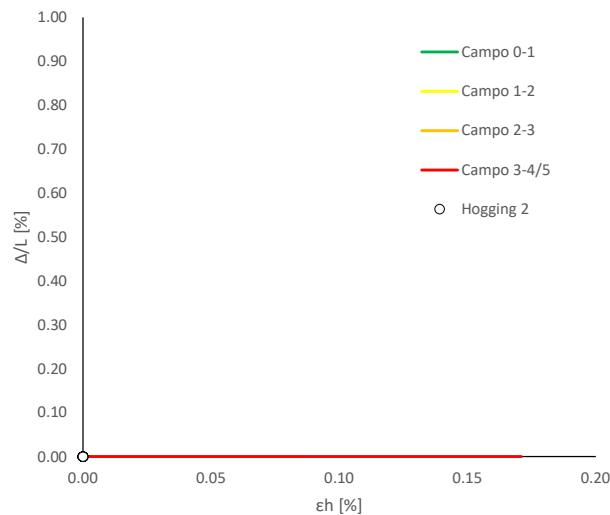




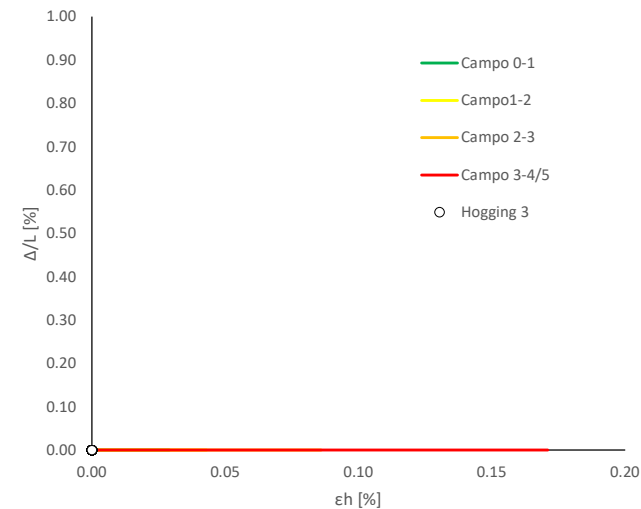
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



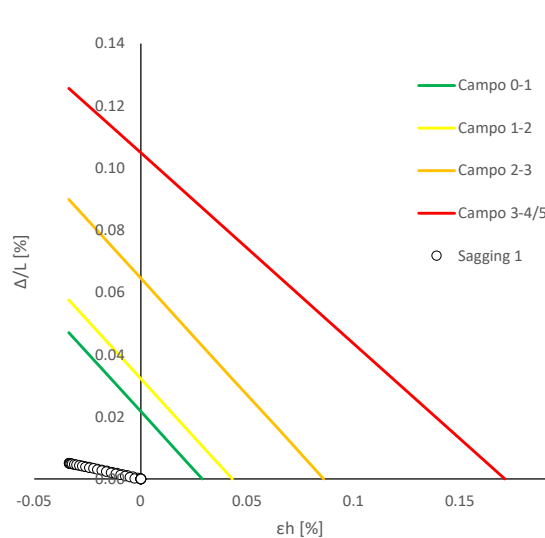
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



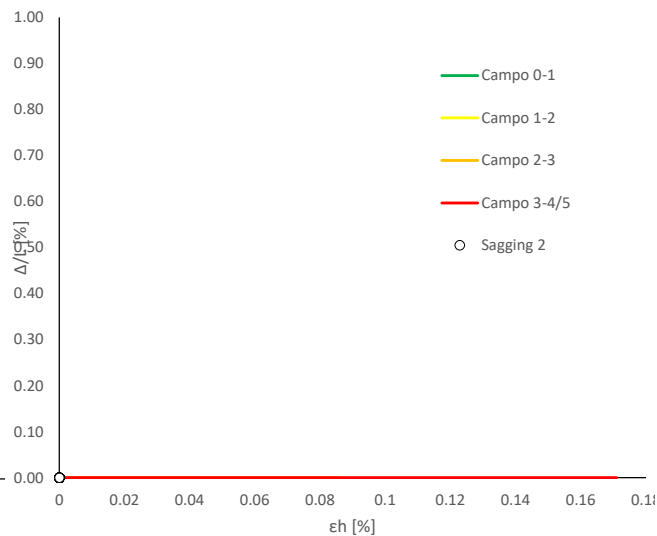
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



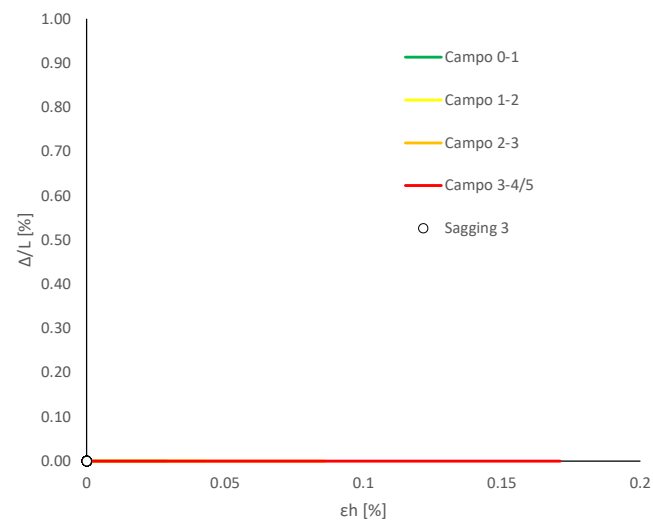
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



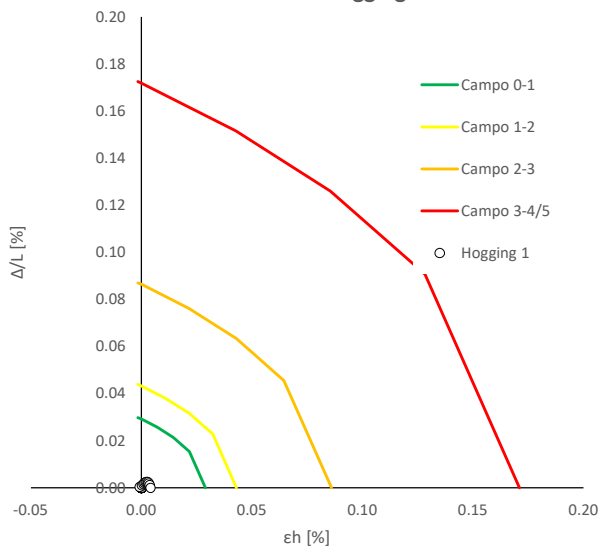
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



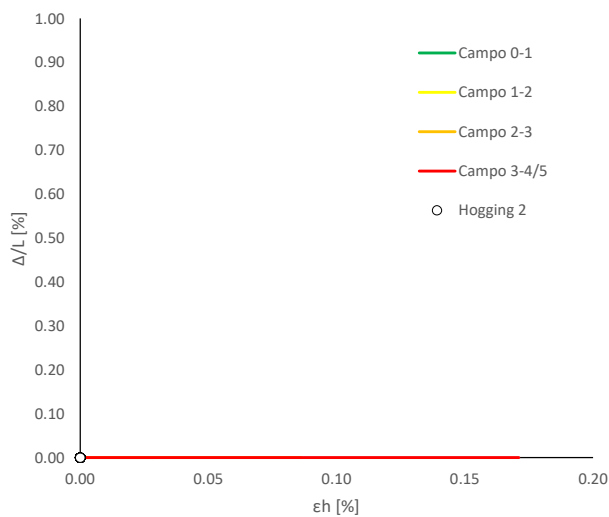
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



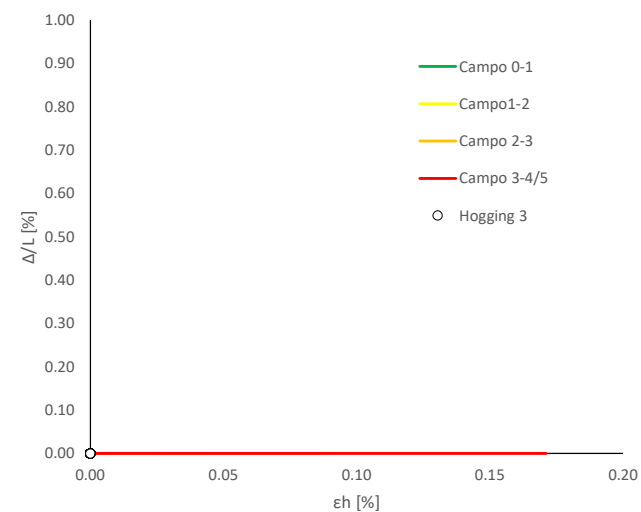
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



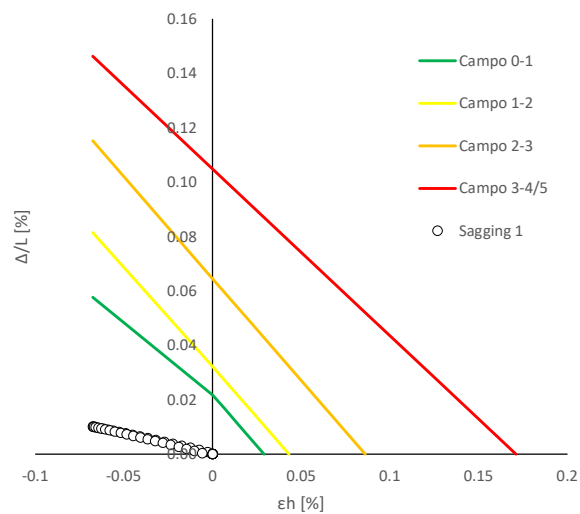
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



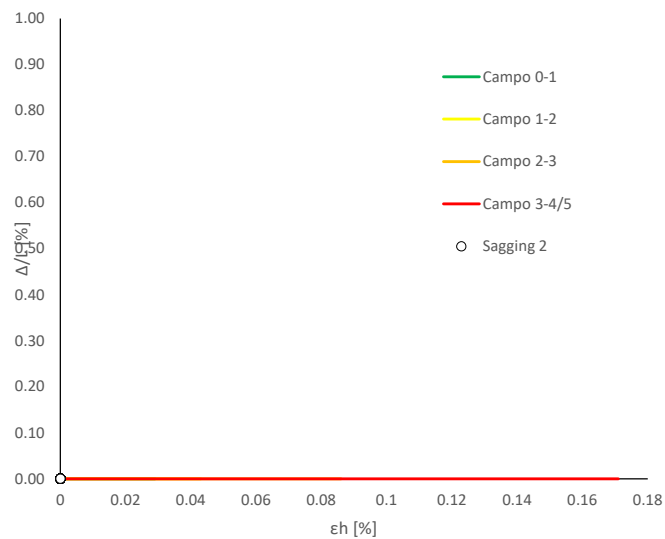
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



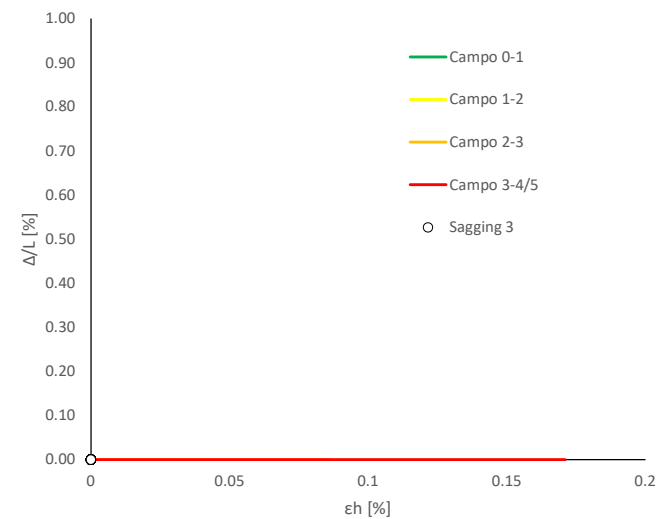
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



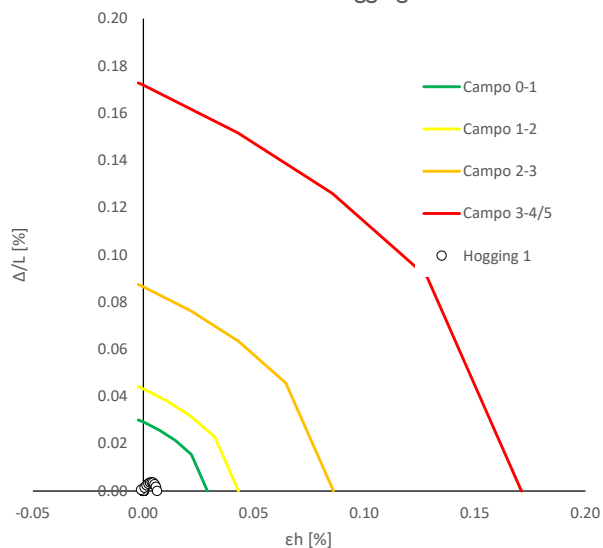
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



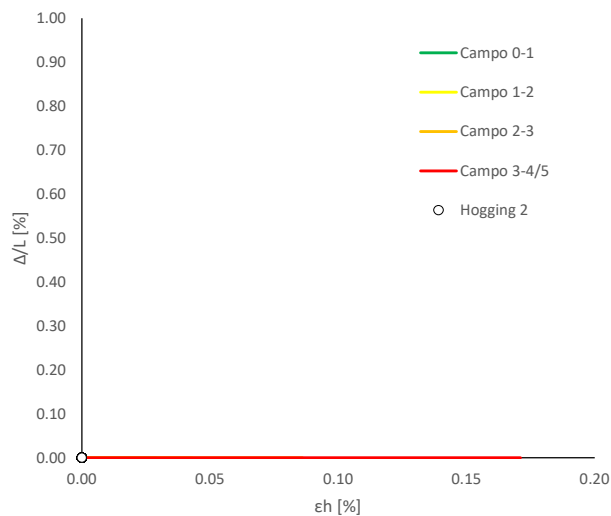
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



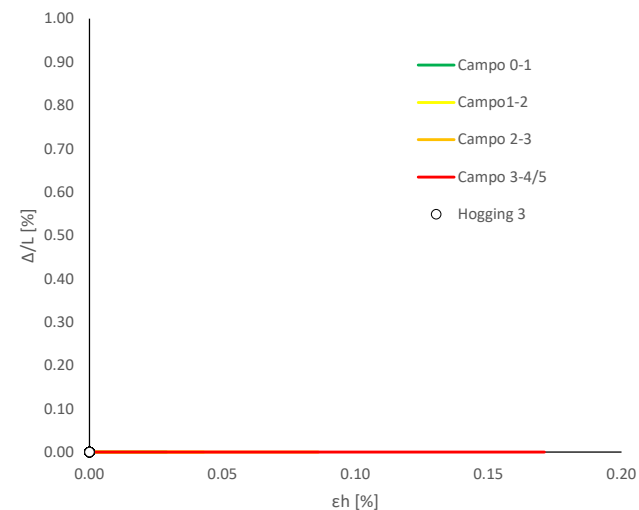
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



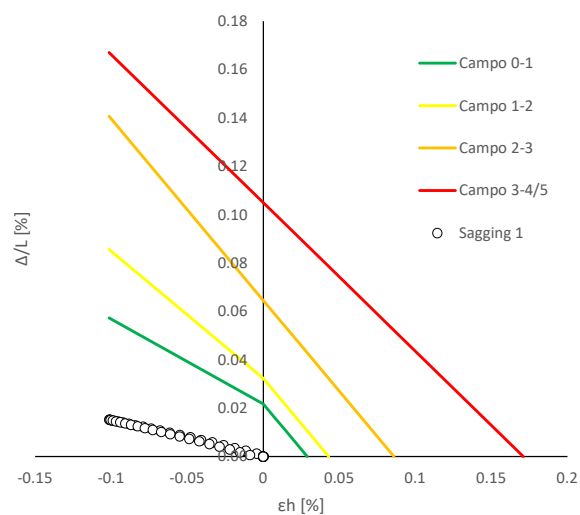
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



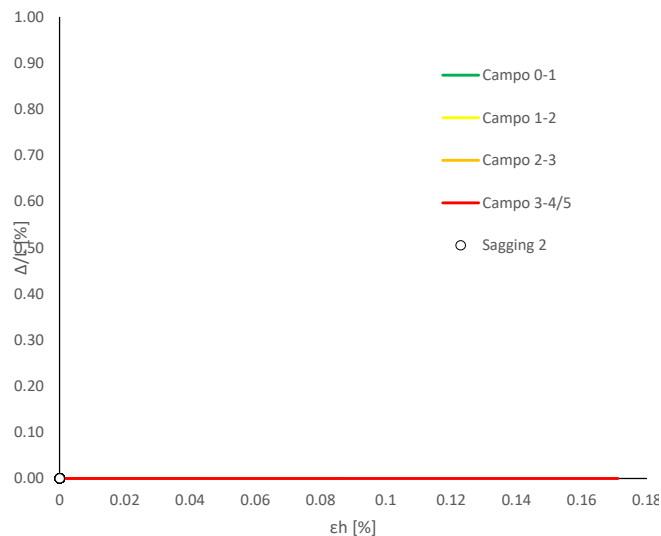
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



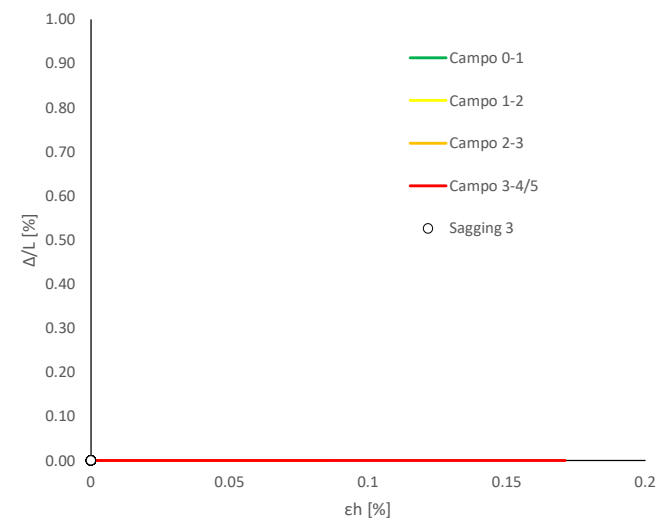
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E4 All\_1"

**Dati Edificio**

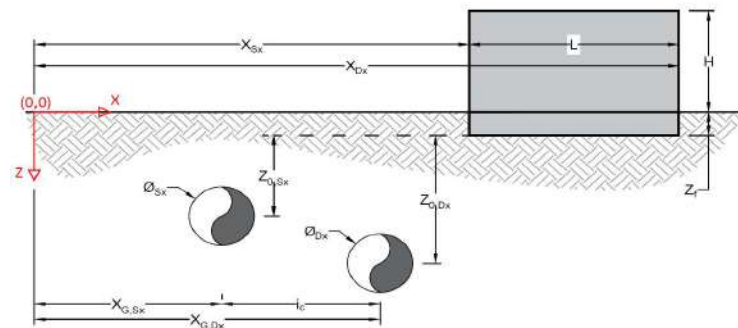
L [m]	6.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	11.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	11.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	52.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	58.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.95	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.95	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.8	9.6	14.3
Galleria Dx	3.8	7.6	11.4
Doppia Galleria	5.1	10.3	15.4

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

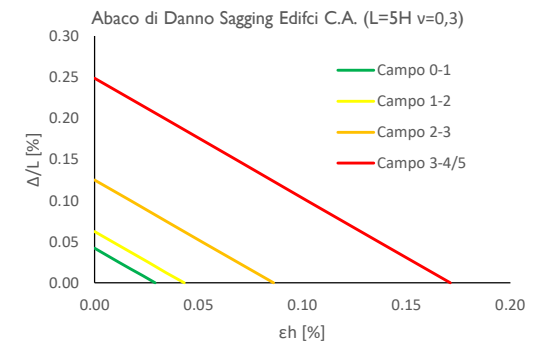
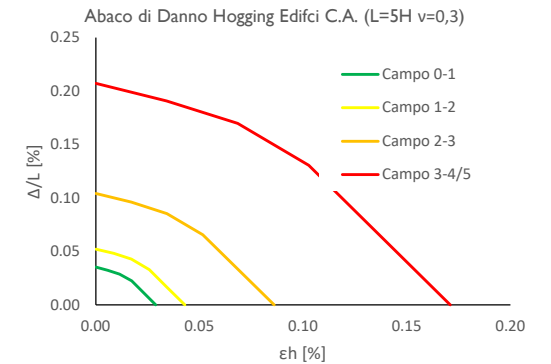
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.1	2.3	3.4
Galleria Dx	3.8	7.6	11.4
Doppia Galleria	4.9	9.9	14.8

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

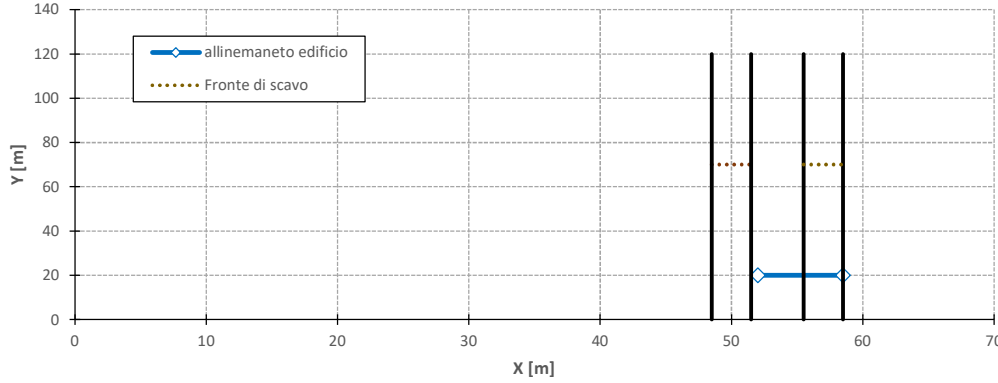
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.2	8.4	12.6
Galleria Dx	0.1	0.2	0.2
Doppia Galleria	4.3	8.6	12.8

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

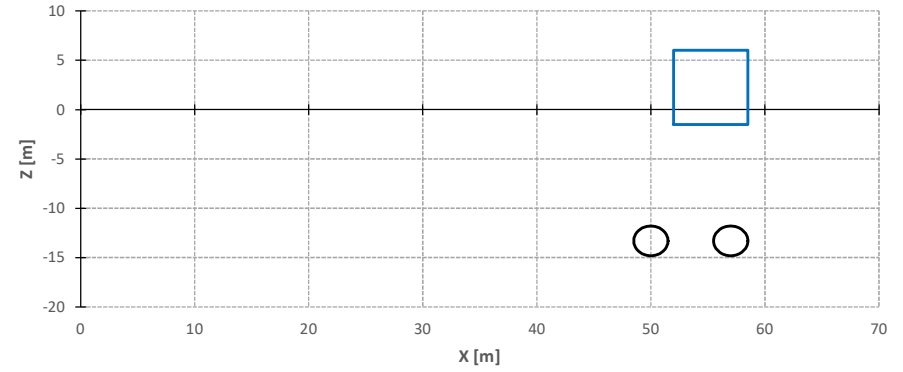
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	3.1	3.1	3.1
Sagging 1	3.4	3.4	3.4
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



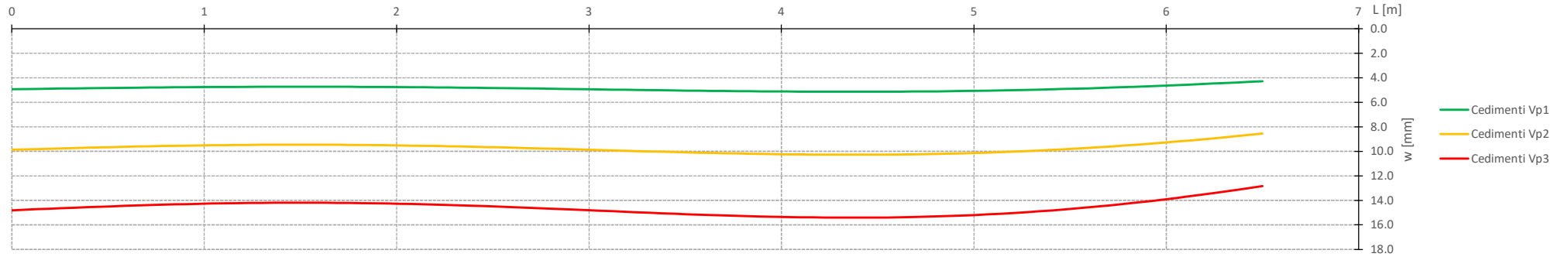
Vista in pianta



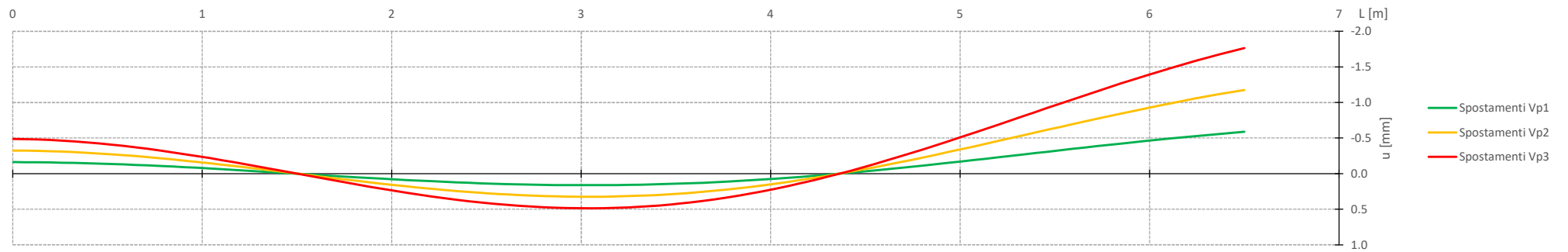
Vista in sezione



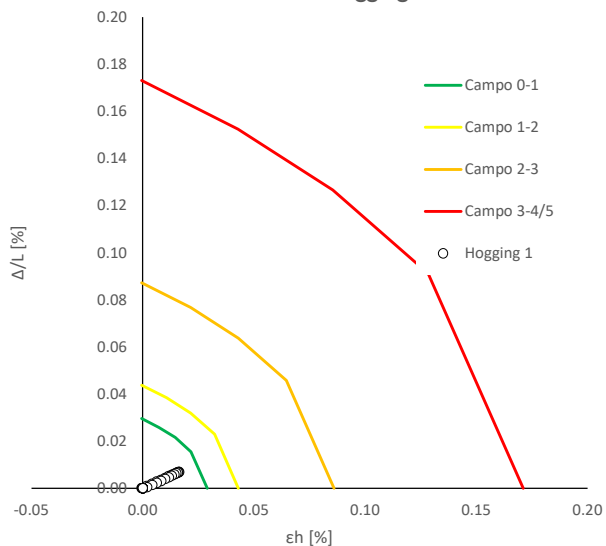
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



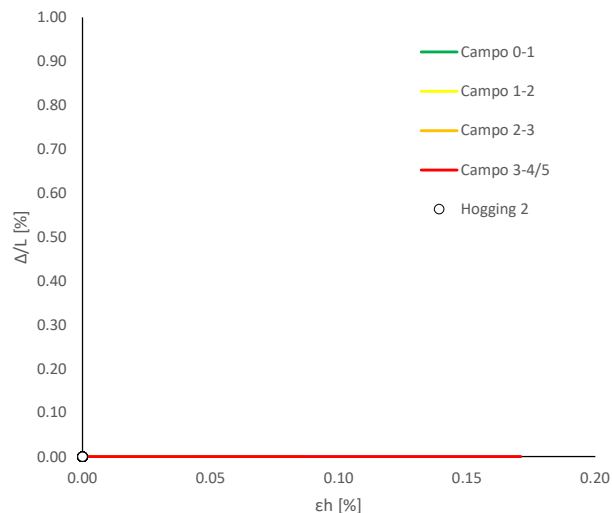
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



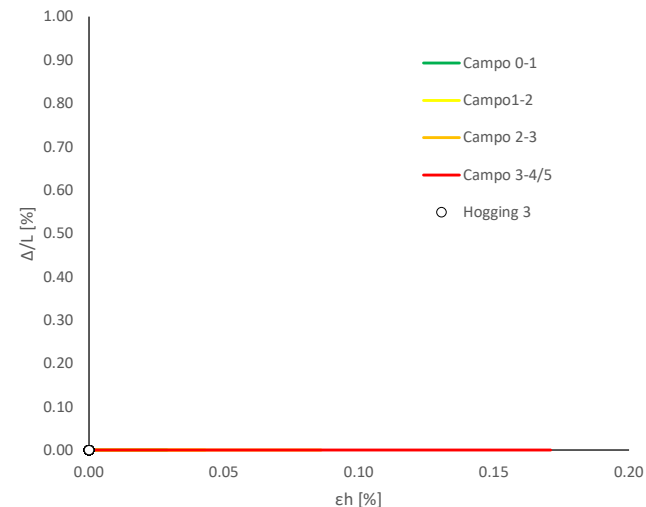
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



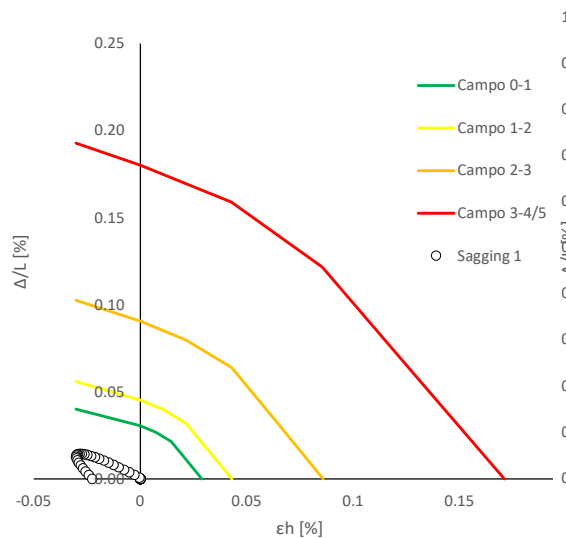
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



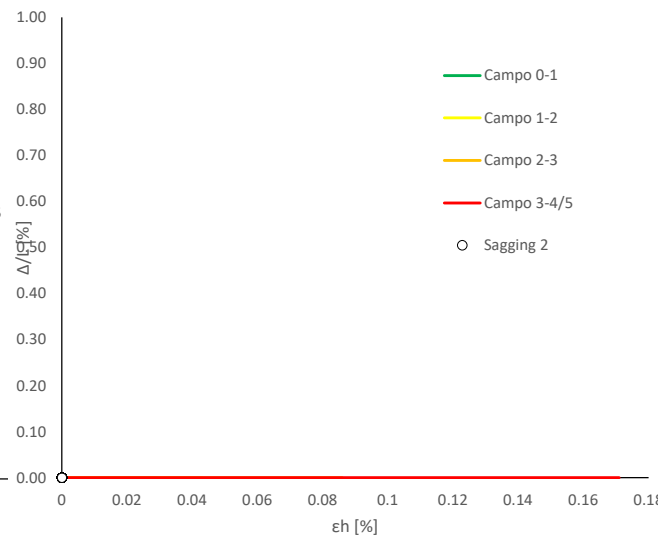
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



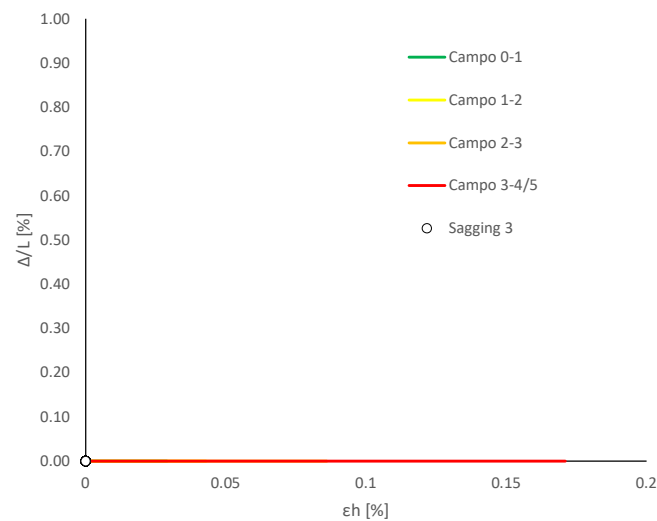
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



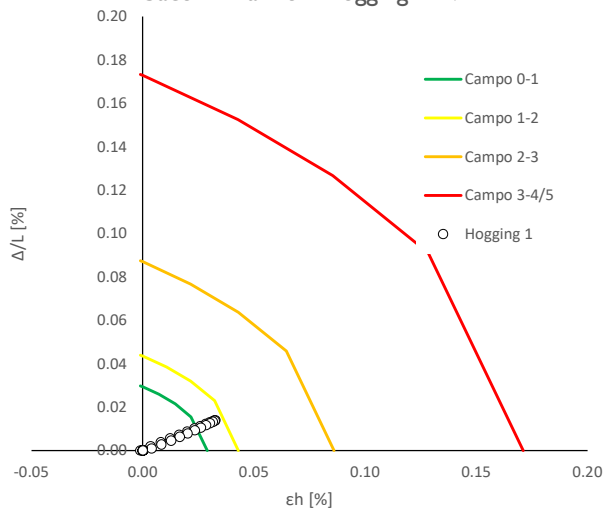
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



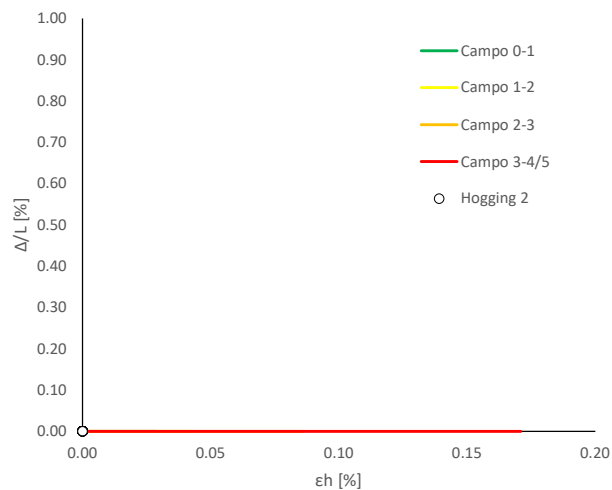
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



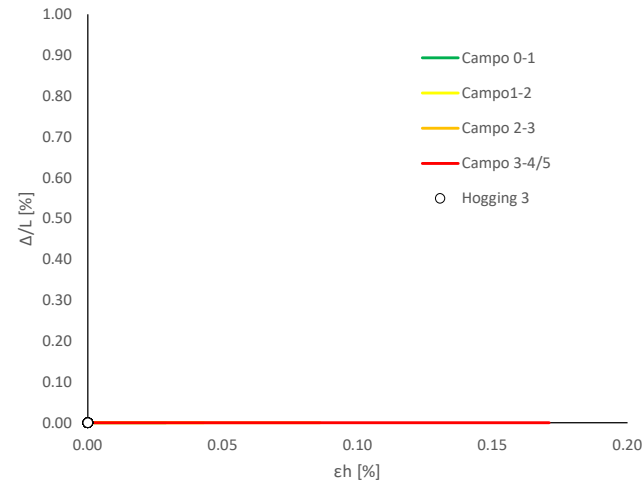
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



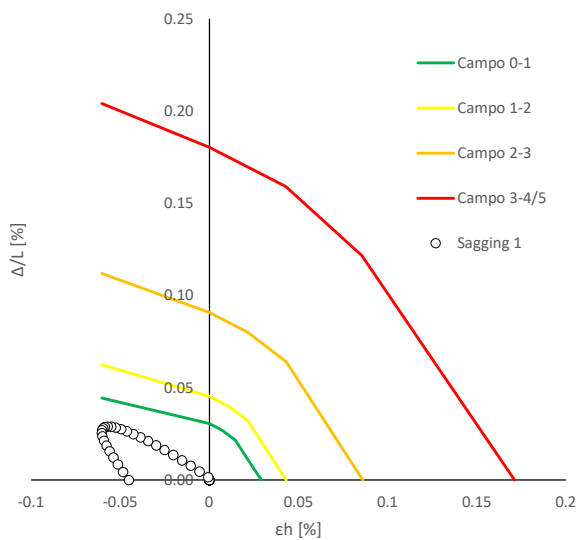
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



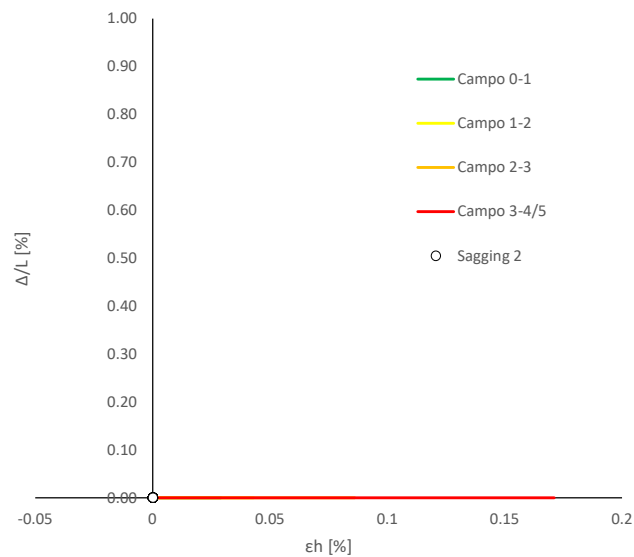
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



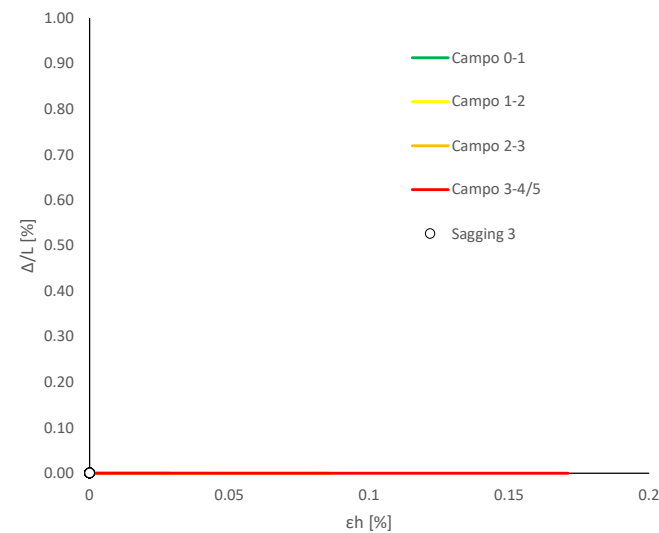
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



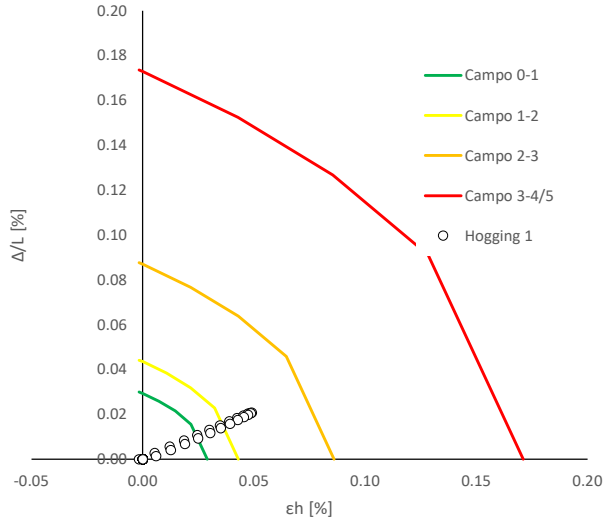
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



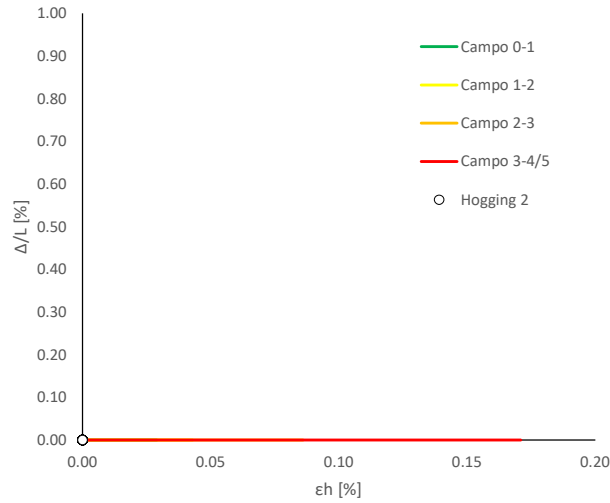
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



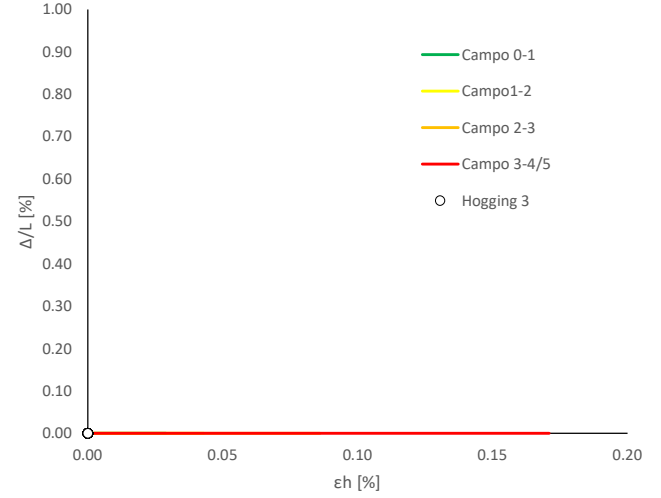
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



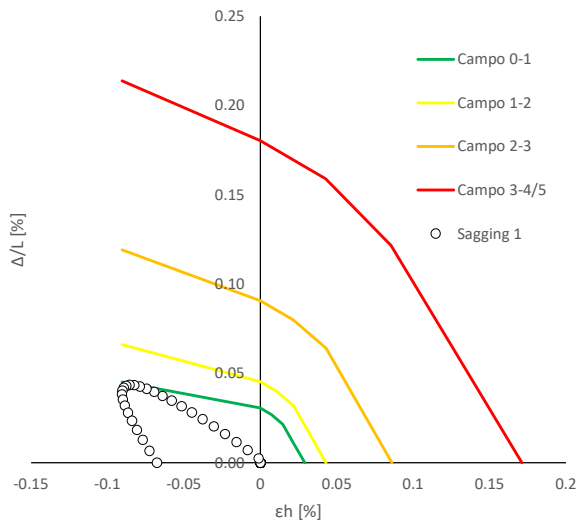
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



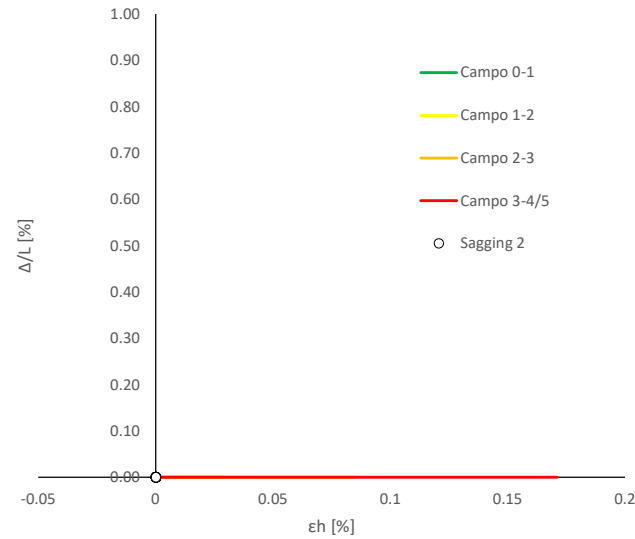
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



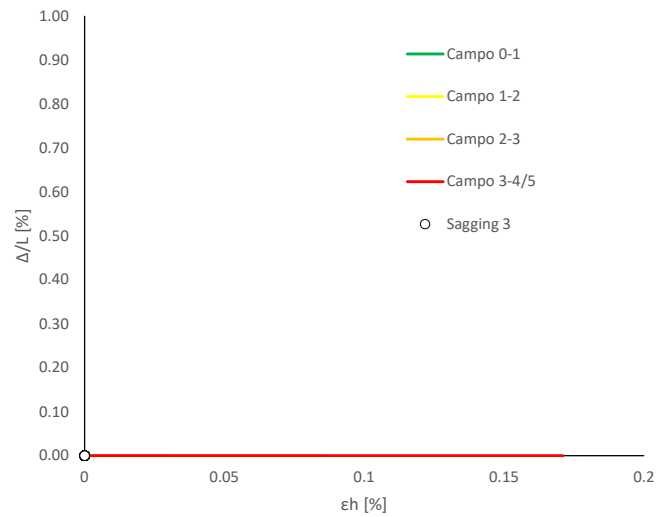
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3





Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E4 All\_1"

**Dati Edificio**

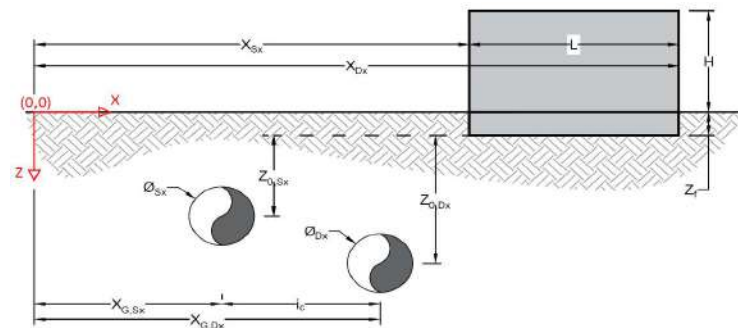
L [m]	6.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	11.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	11.8	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	52.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	58.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	4.13	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	4.13	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	3.4	6.8	10.2
Galleria Dx	3.0	6.1	9.1
Doppia Galleria	4.8	9.5	14.3

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

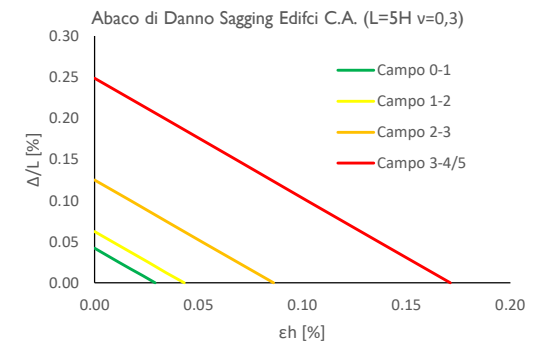
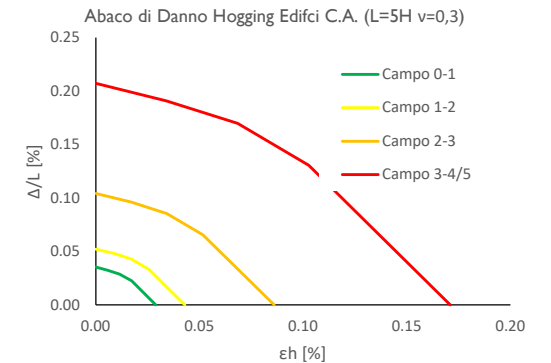
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	1.6	3.3	4.9
Galleria Dx	3.0	6.1	9.1
Doppia Galleria	4.7	9.4	14.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

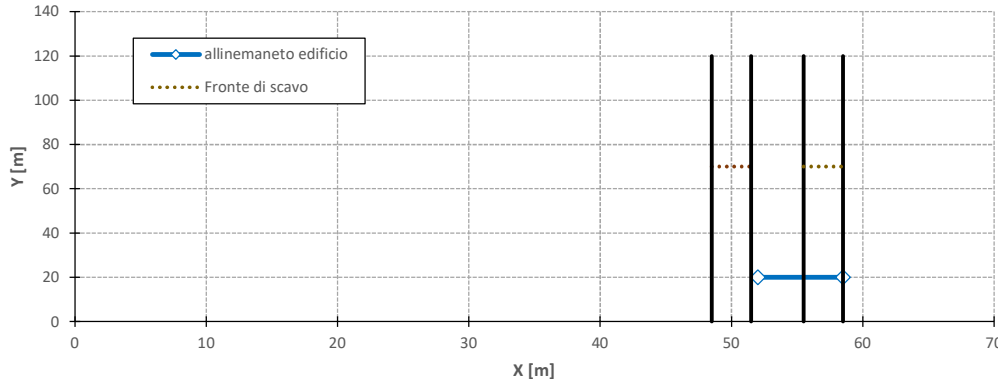
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	3.2	6.4	9.6
Galleria Dx	0.4	0.8	1.2
Doppia Galleria	3.6	7.2	10.8

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	-	-	-
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

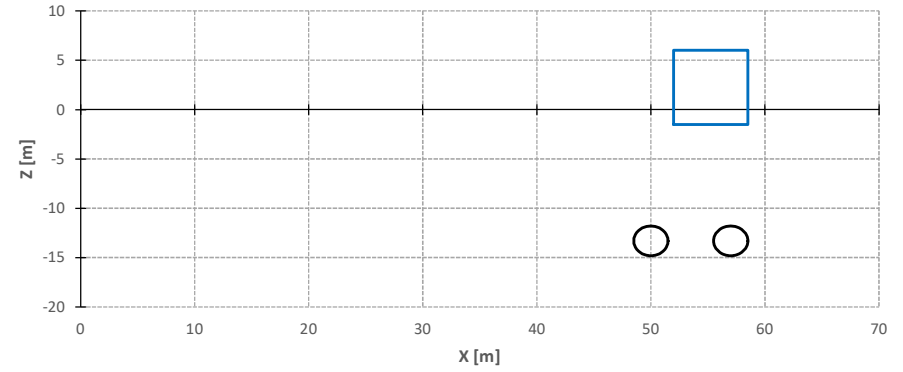
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	0.0	0.0	0.0
Sagging 1	6.5	6.5	6.5
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



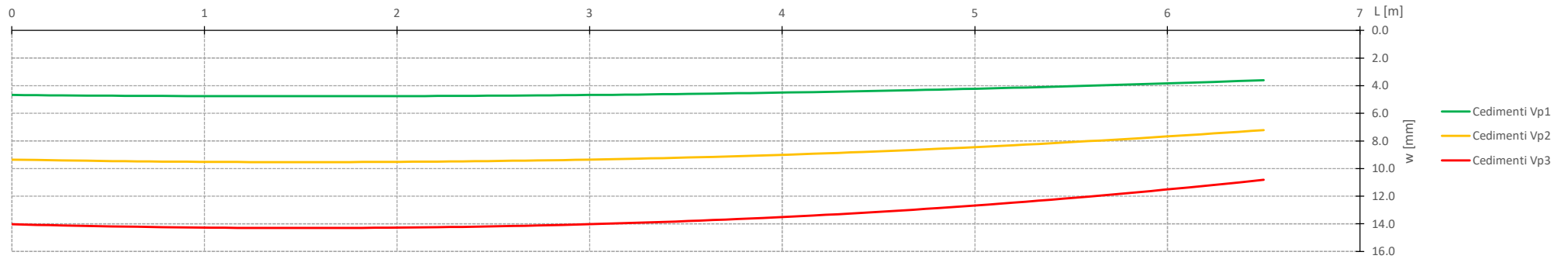
Vista in pianta



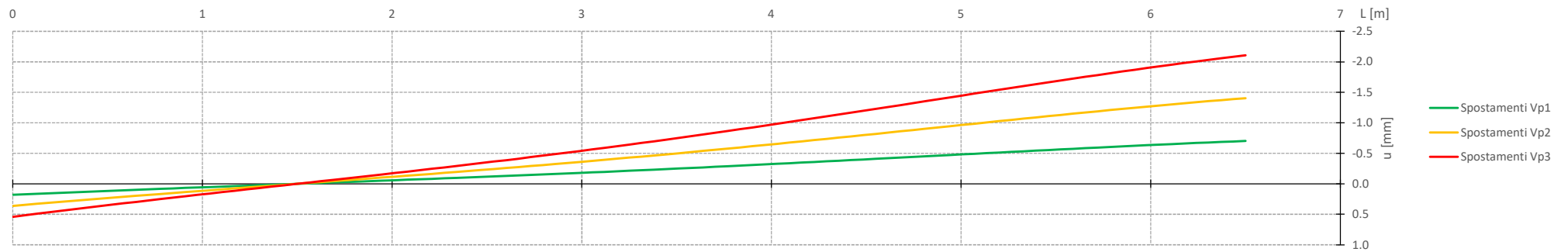
Vista in sezione



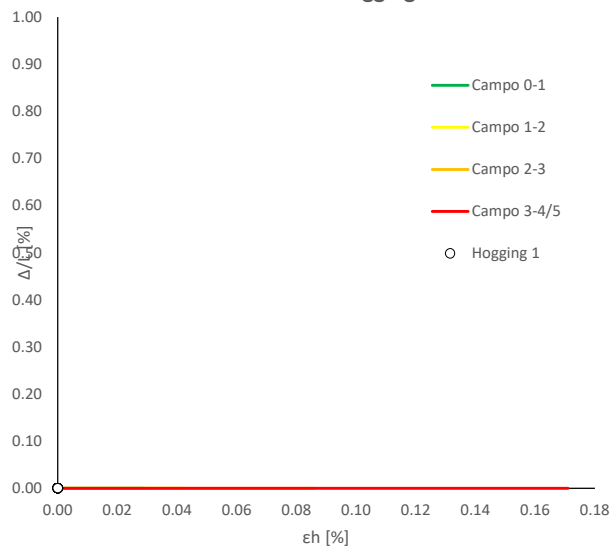
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



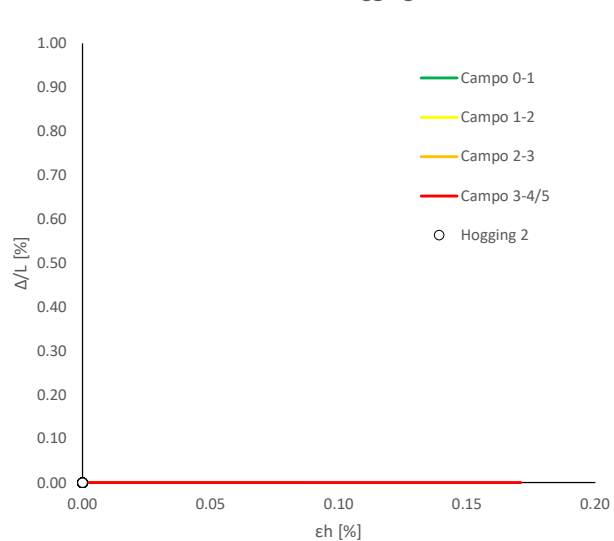
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



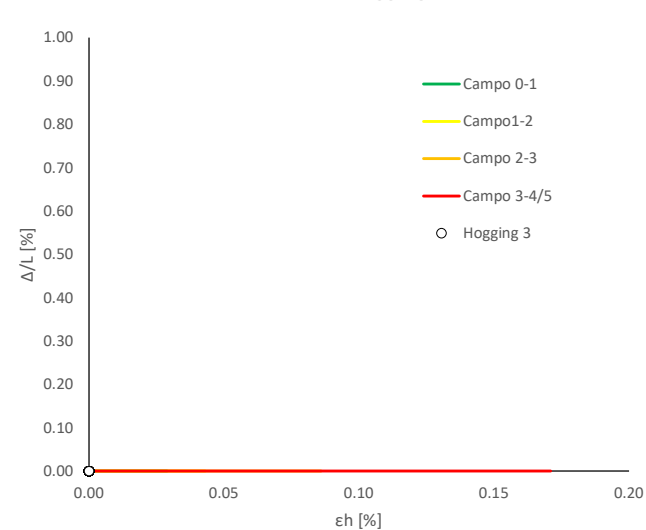
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



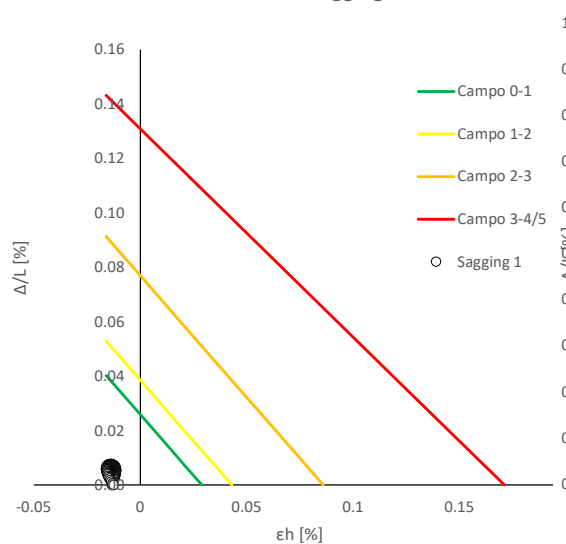
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



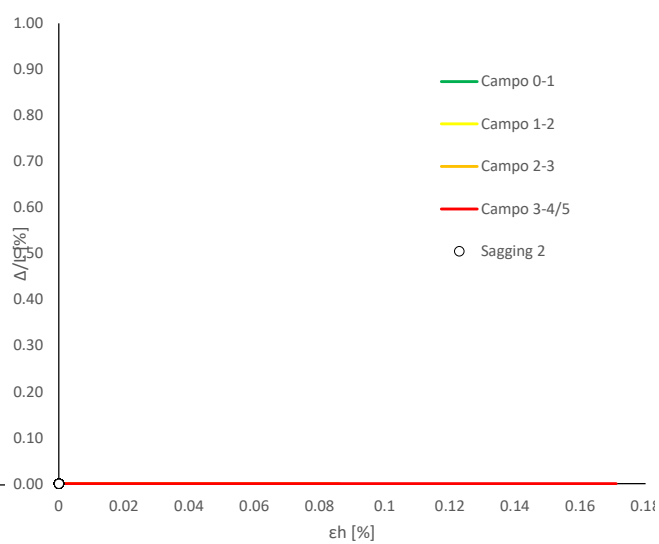
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



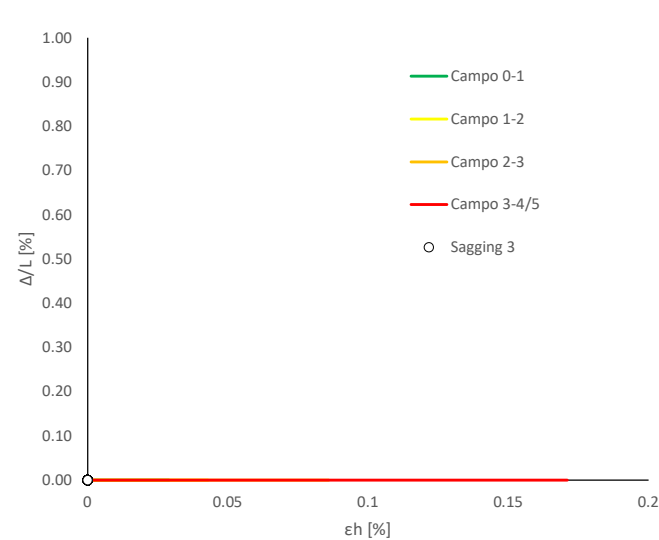
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



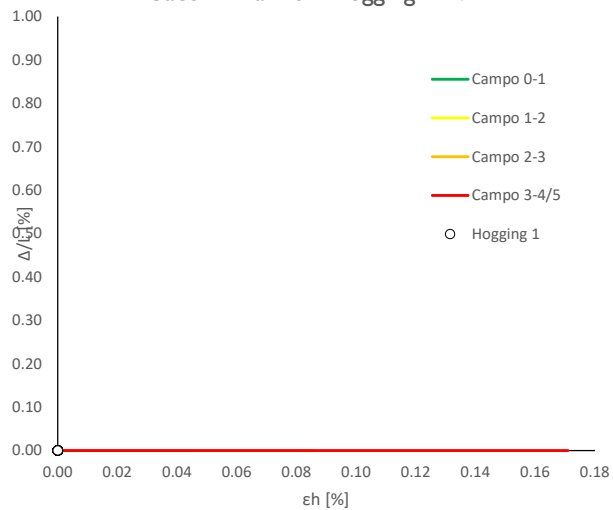
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



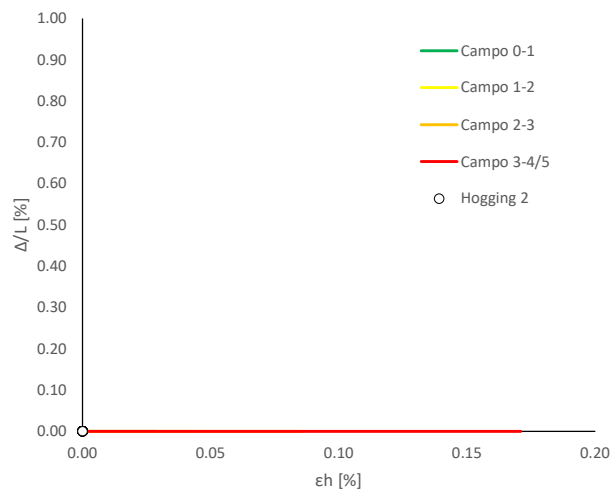
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



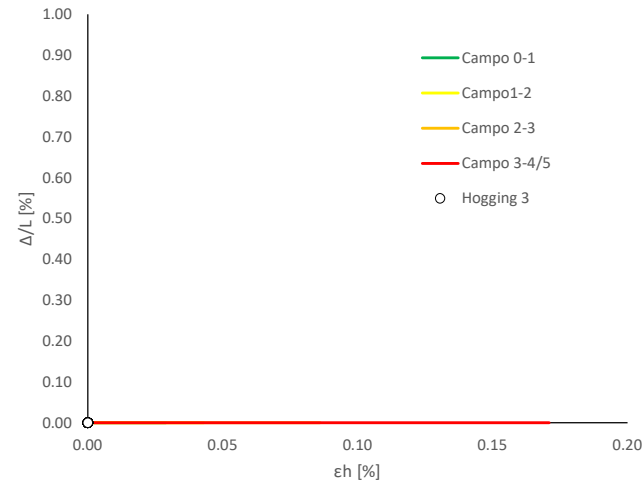
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



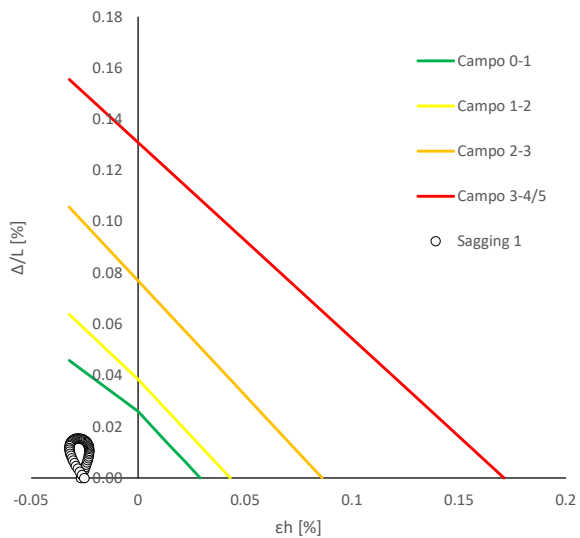
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



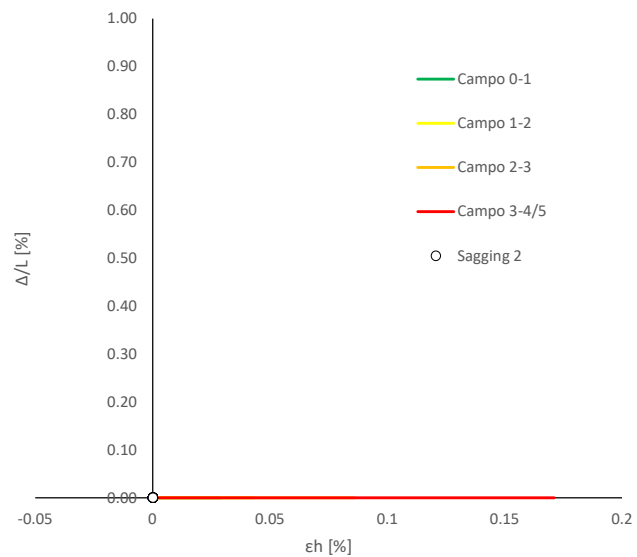
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



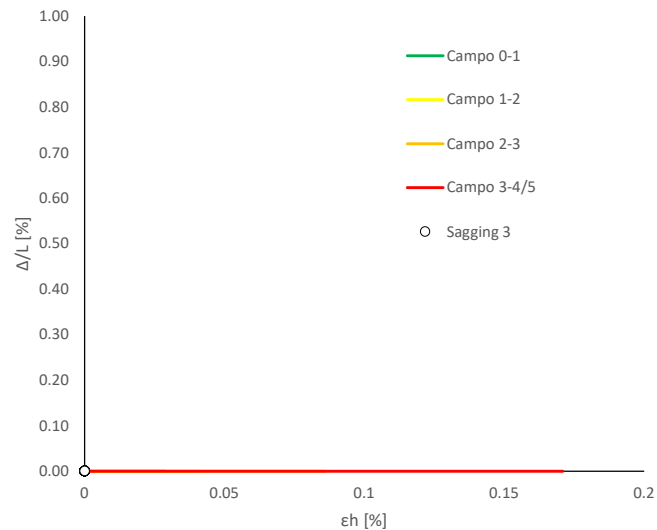
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



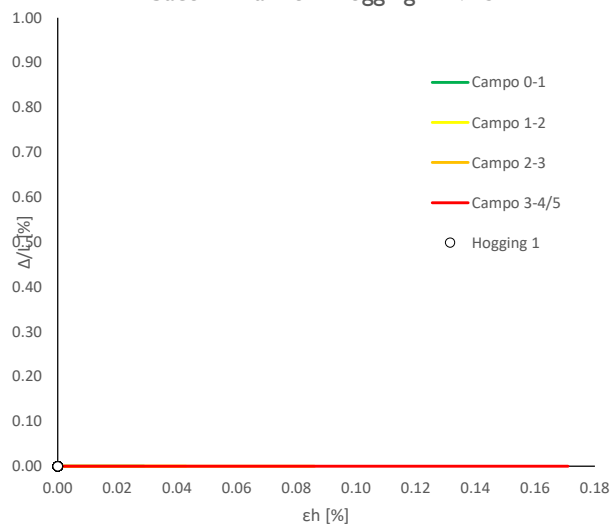
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



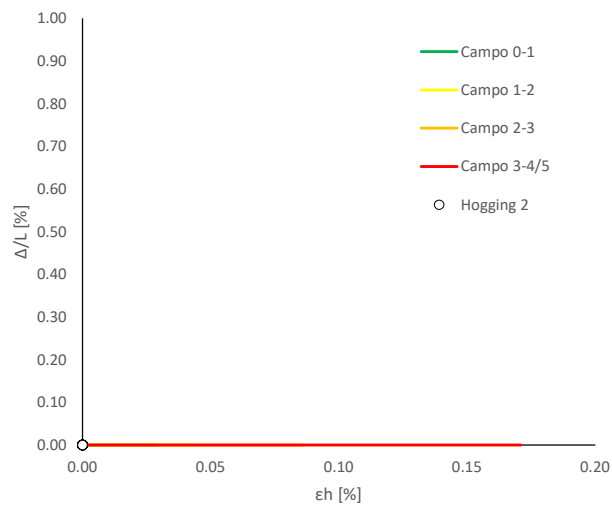
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



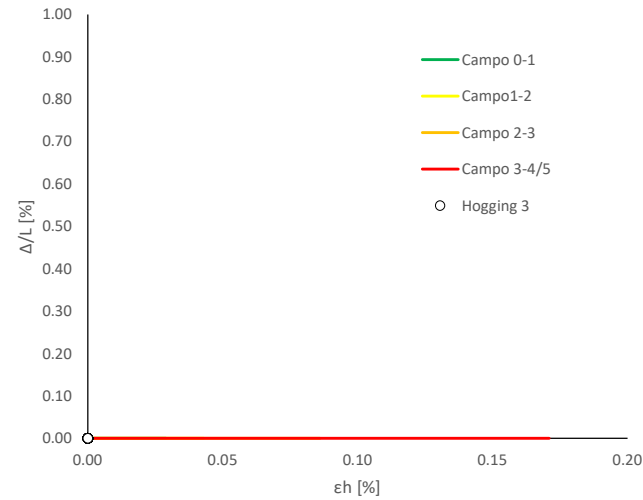
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



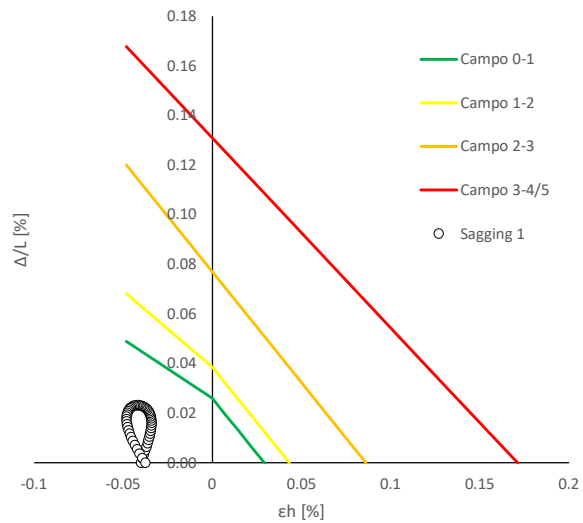
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



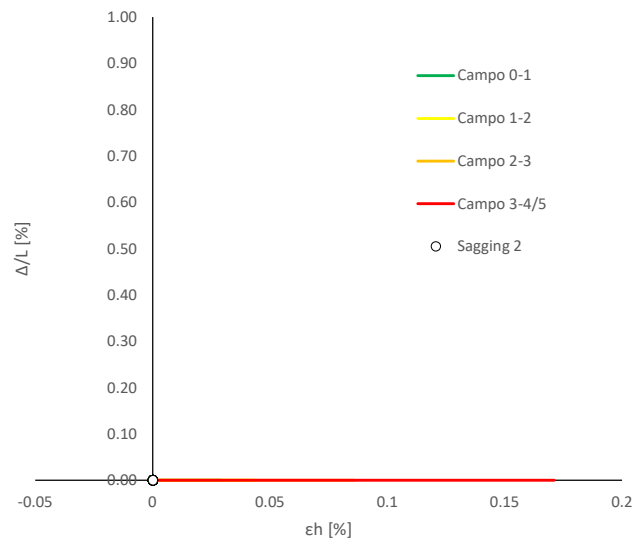
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



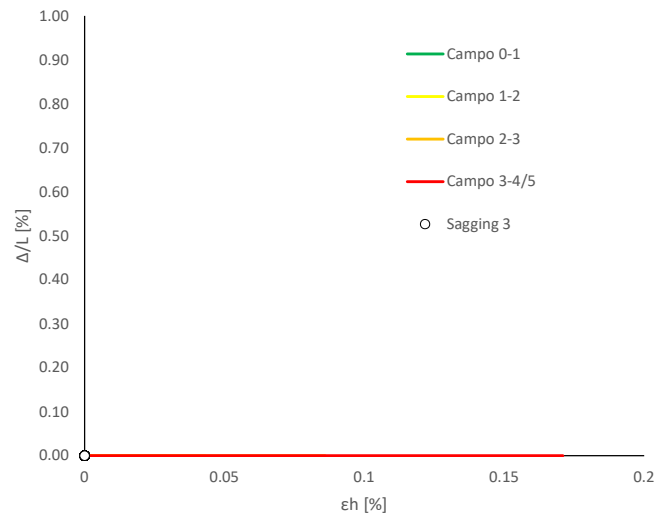
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E5 All\_1"

**Dati Edificio**

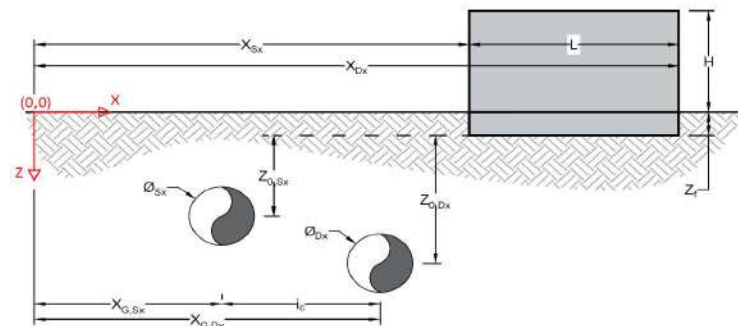
L [m]	6.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	54.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	60.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
-	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	5.6	11.3	16.9
Galleria Dx	1.6	3.1	4.7
Doppia Galleria	5.8	11.5	17.3

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	1.6	3.1	4.7
Doppia Galleria	4.3	8.6	12.9

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Tipo di Danno**

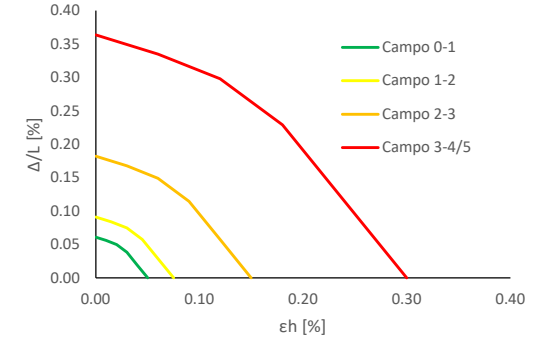
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Hogging 2	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

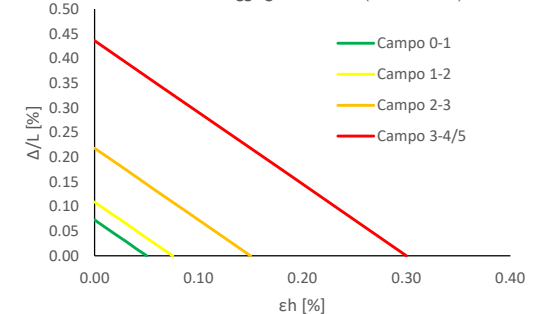
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	1.3	1.3	1.3
Sagging 1	4.2	4.2	4.2
Hogging 2	0.5	0.5	0.5
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



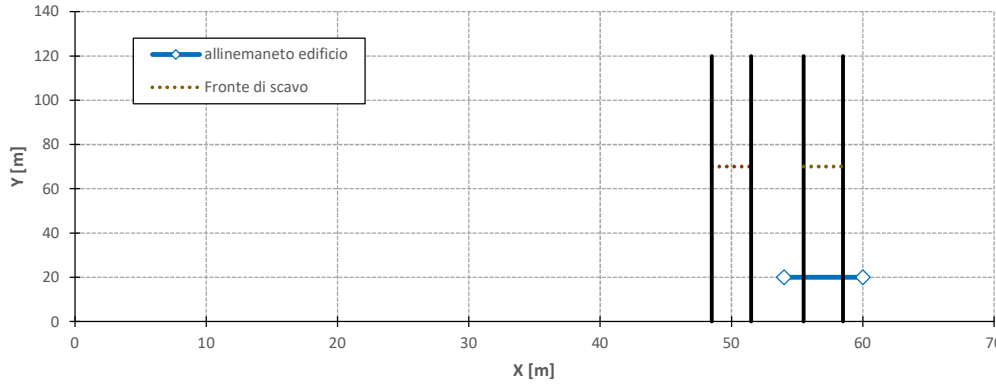
Abaco di Danno Hogging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



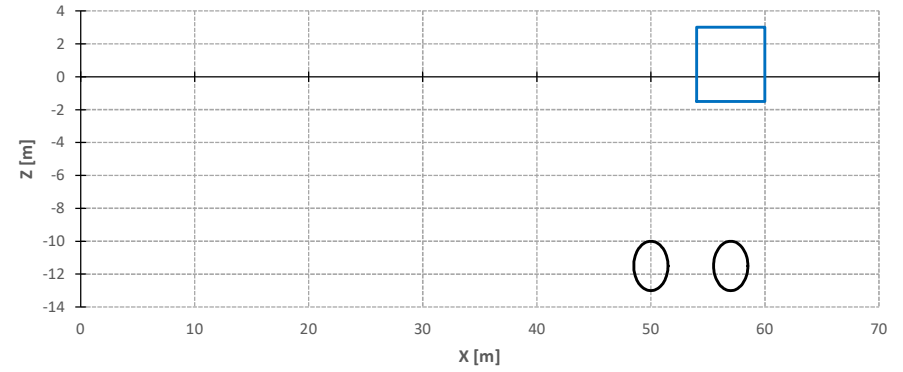
Abaco di Danno Sagging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



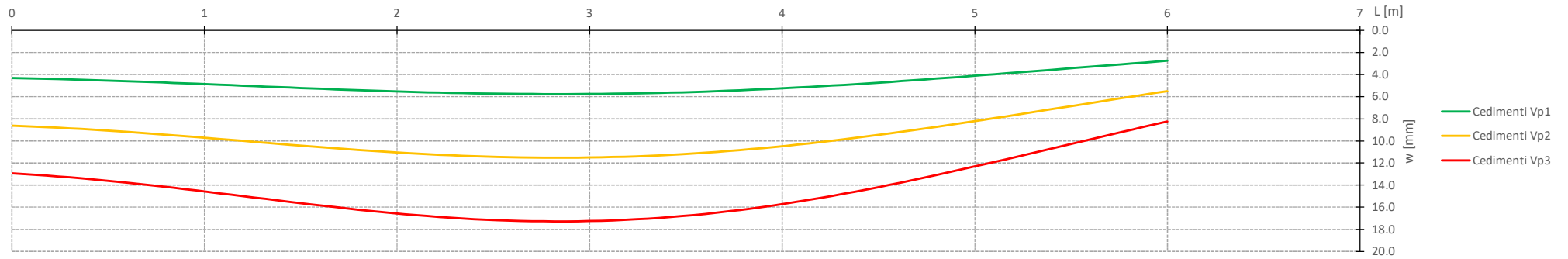
Vista in pianta



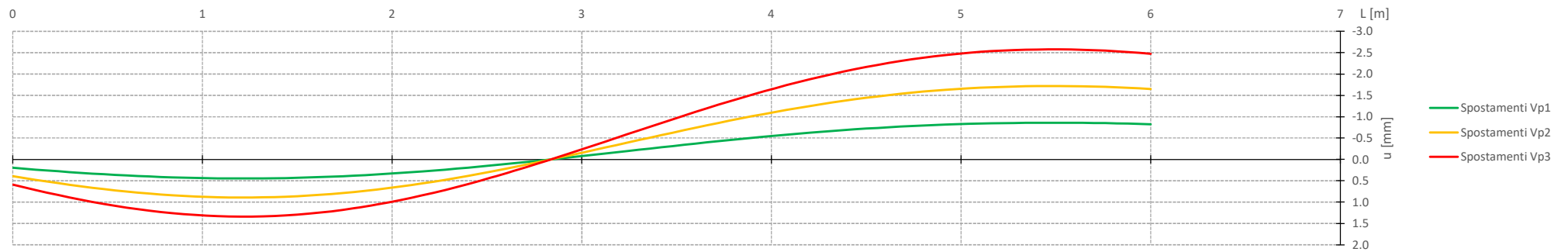
Vista in sezione



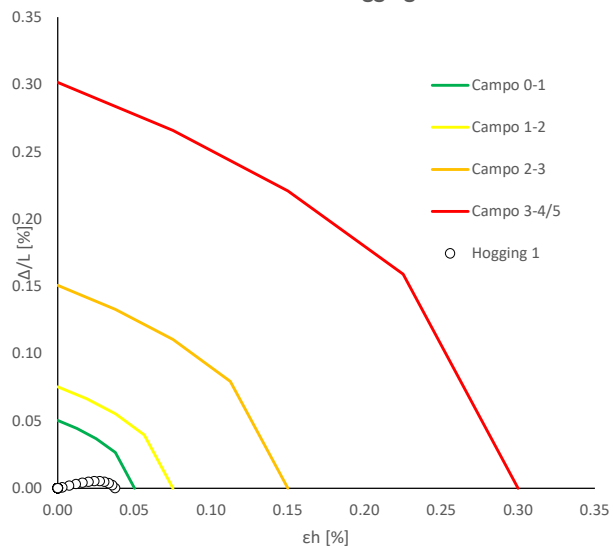
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



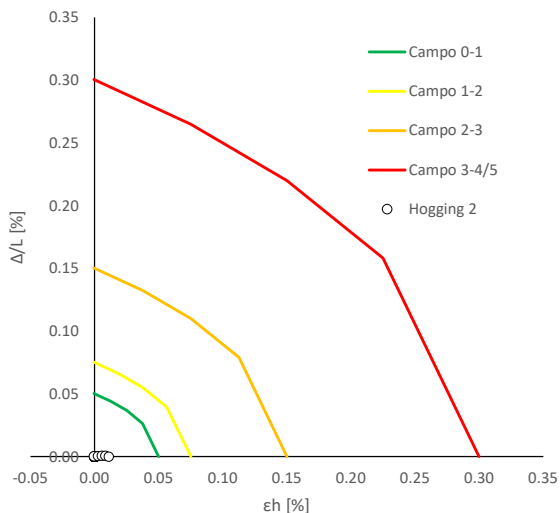
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



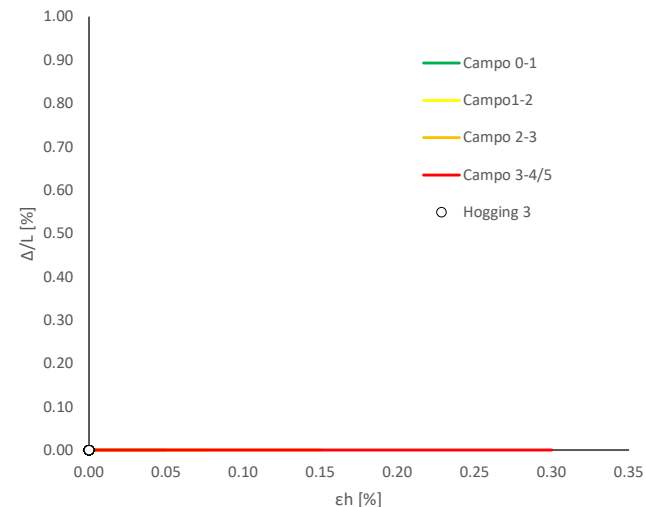
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



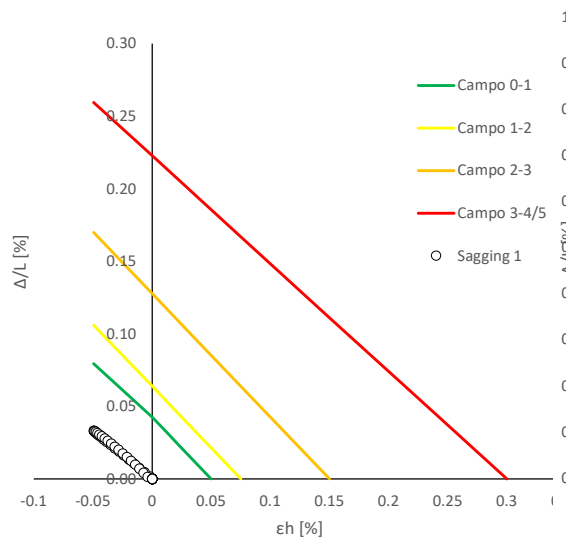
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



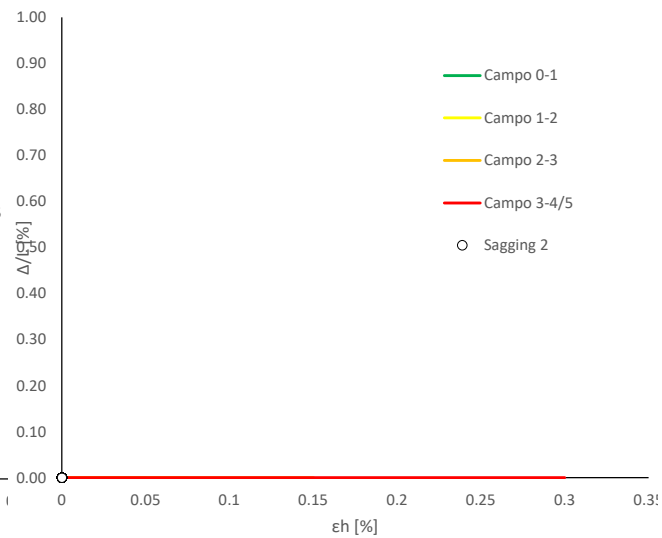
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



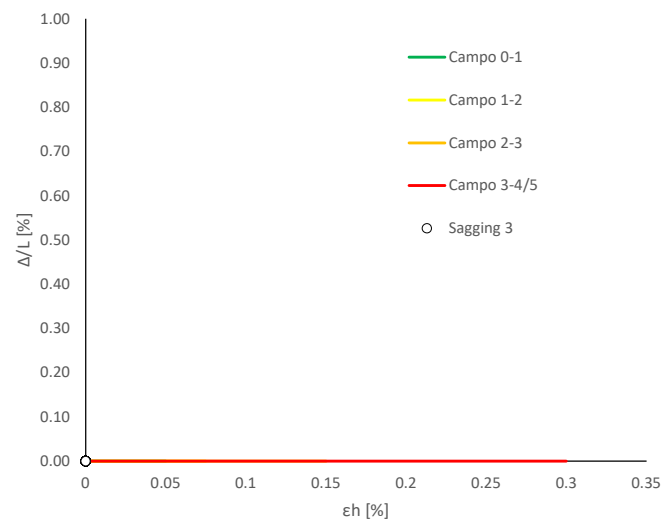
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



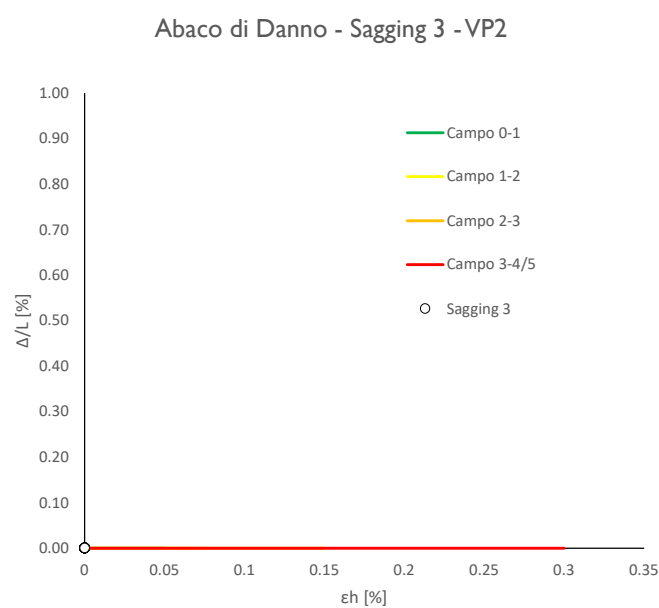
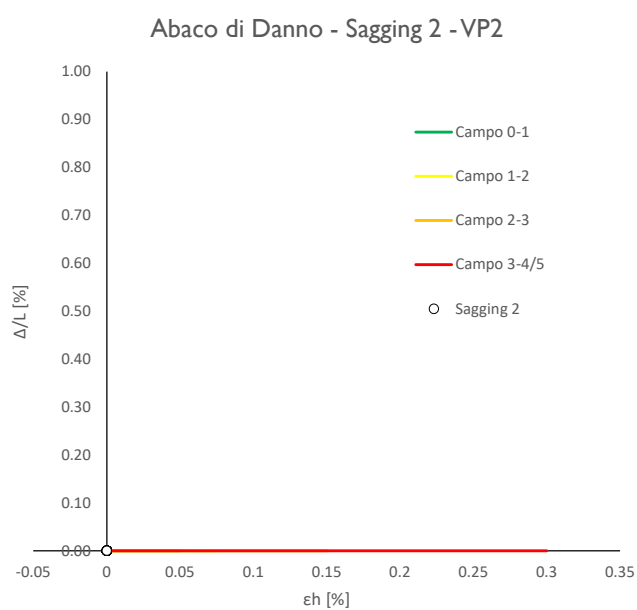
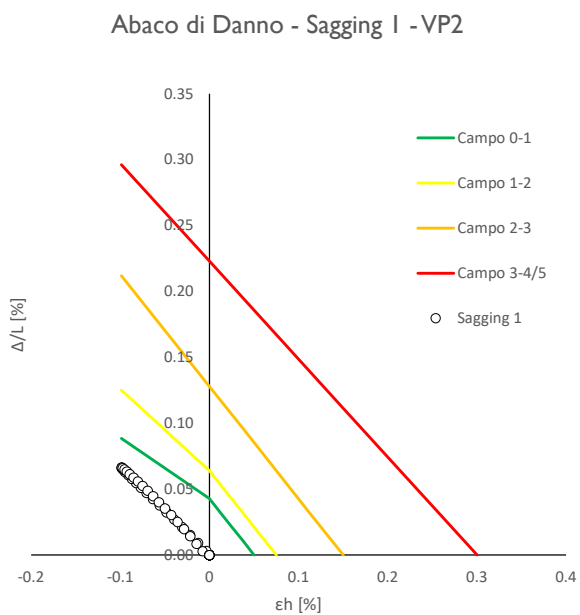
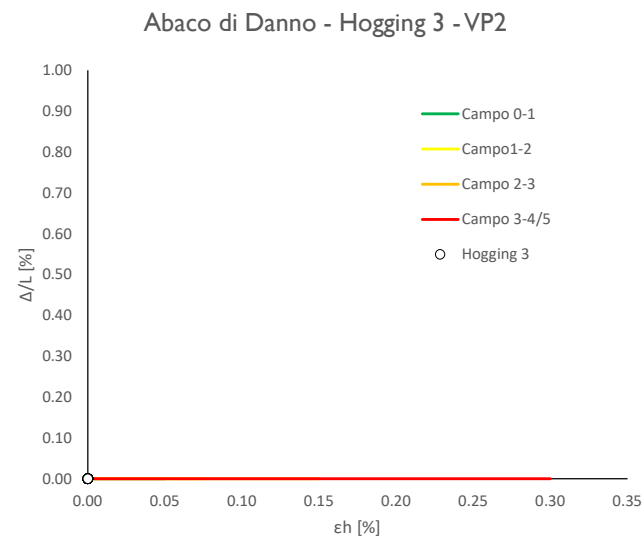
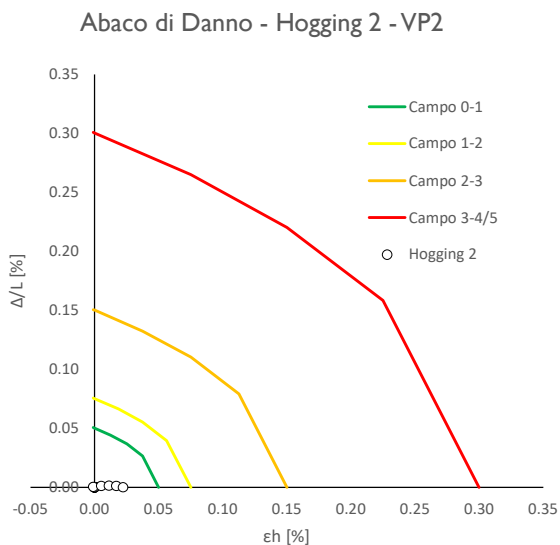
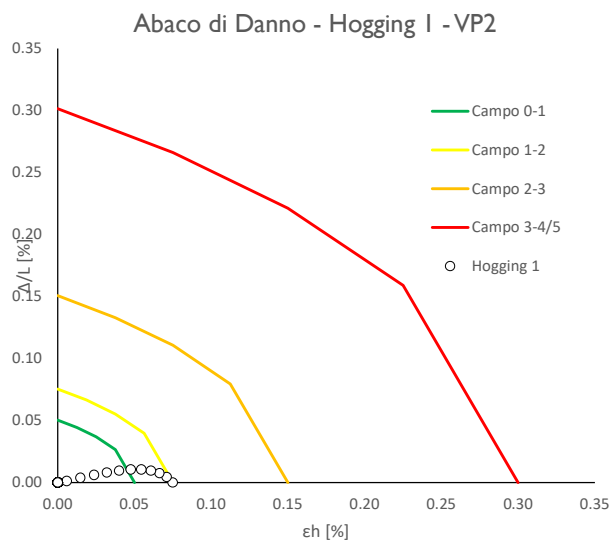
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI

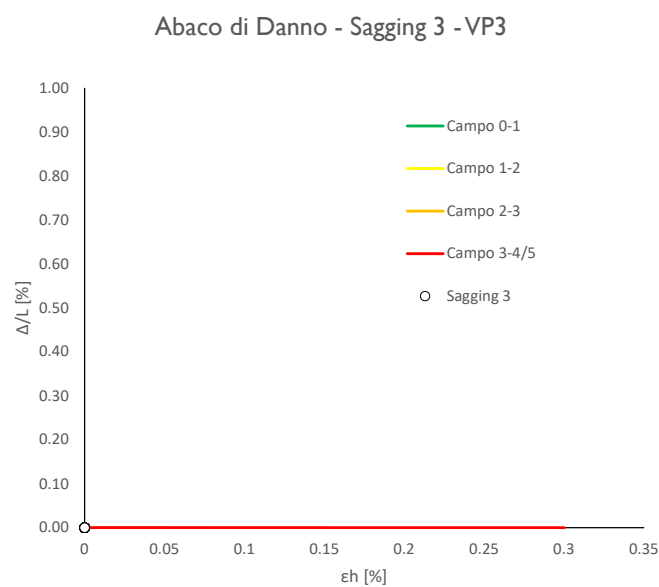
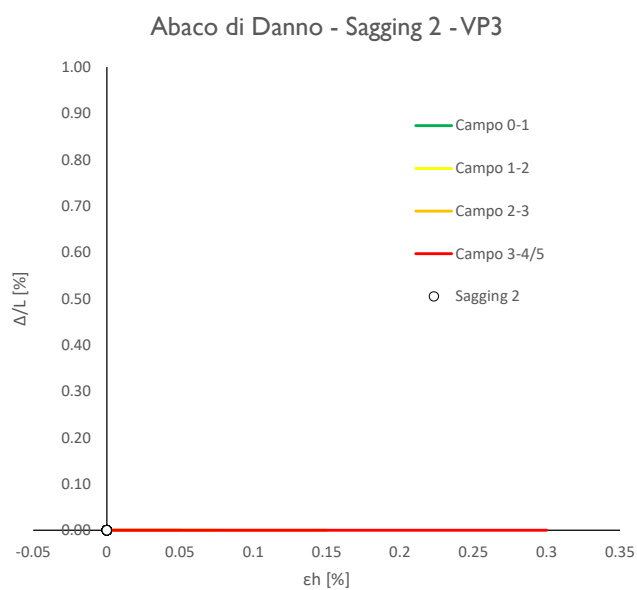
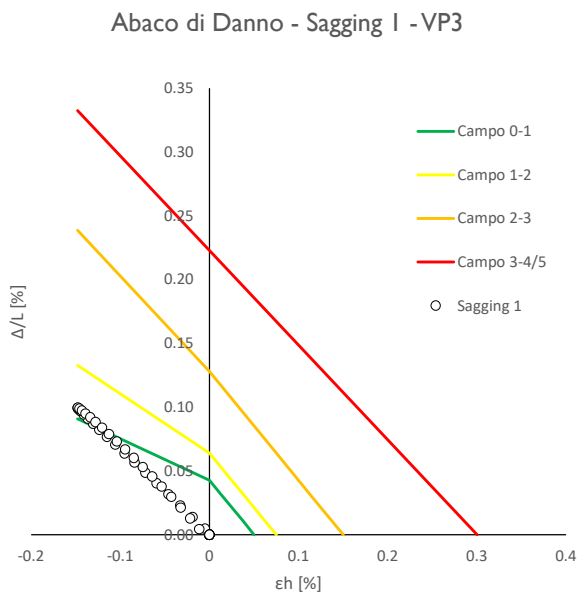
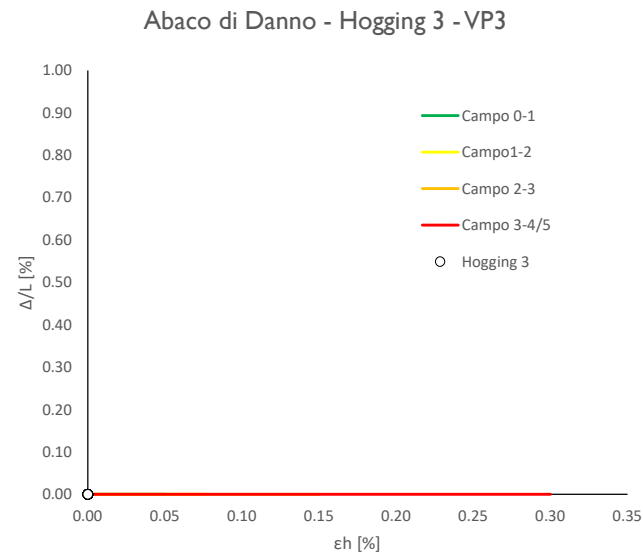
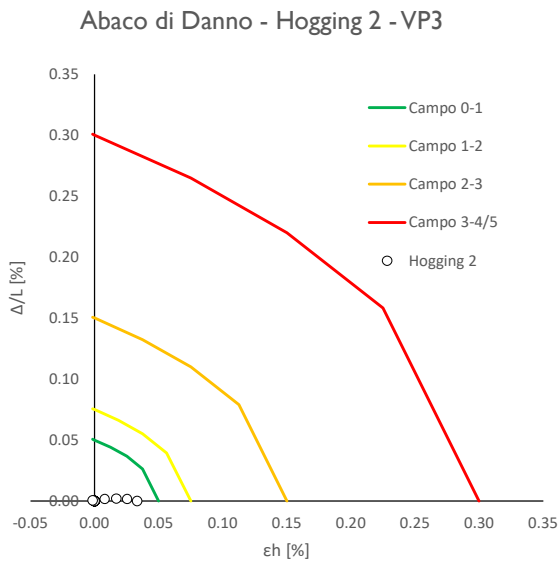
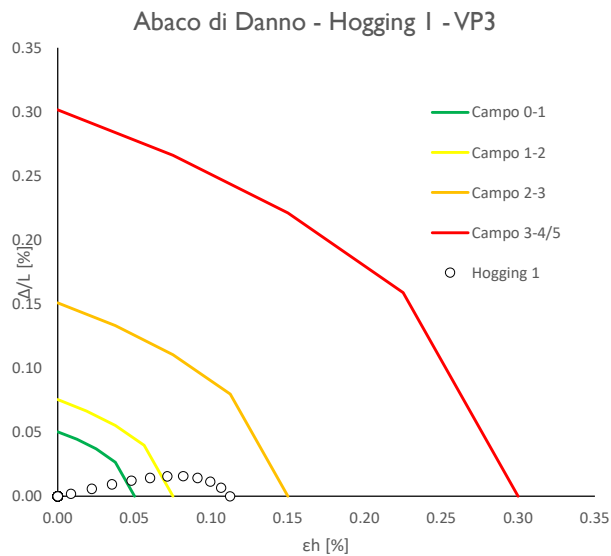


Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI









Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E5 All\_1"

**Dati Edificio**

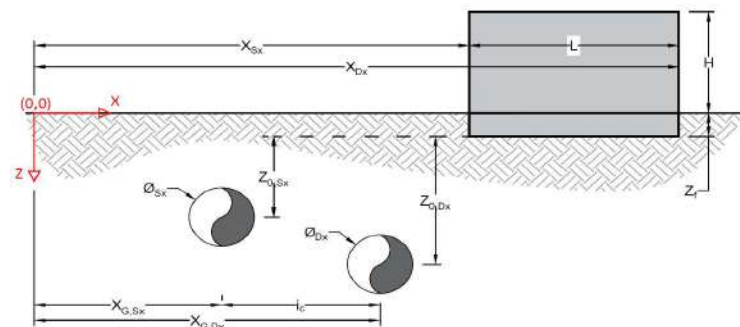
L [m]	6.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	54.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	60.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
-	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.0	8.1	12.1
Galleria Dx	2.1	4.2	6.3
Doppia Galleria	4.9	9.8	14.7

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.8	5.6	8.4
Galleria Dx	2.1	4.2	6.3
Doppia Galleria	4.9	9.8	14.7

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

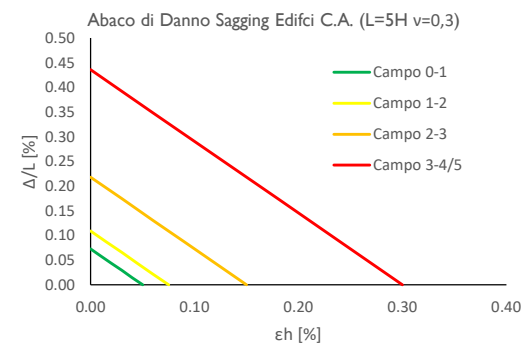
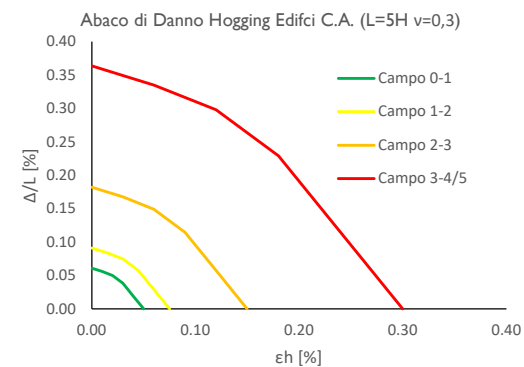
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.8	5.6	8.4
Galleria Dx	0.1	0.1	0.2
Doppia Galleria	2.9	5.7	8.6

**Tipo di Danno**

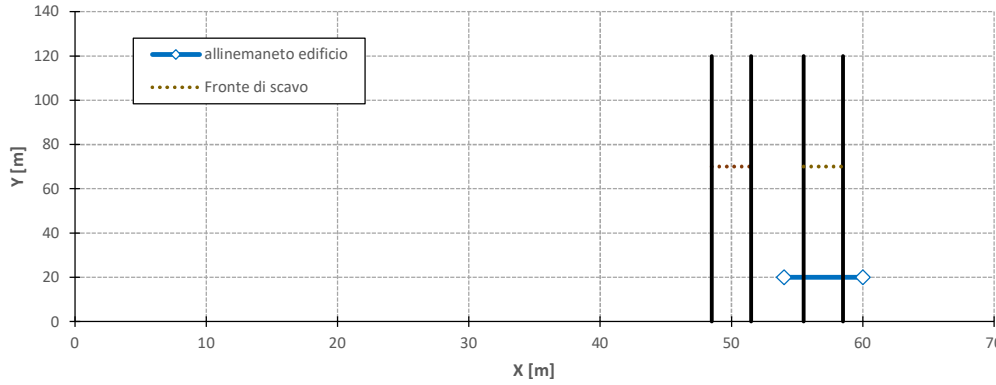
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	-	-	-
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

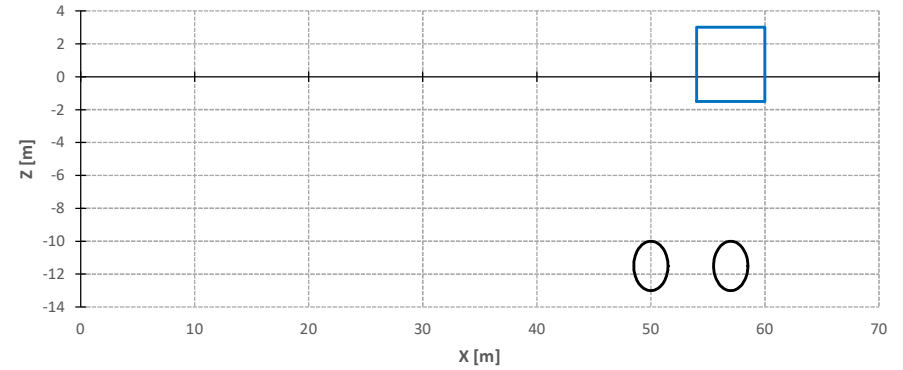
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	0.0	0.0	0.0
Sagging 1	6.0	6.0	6.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



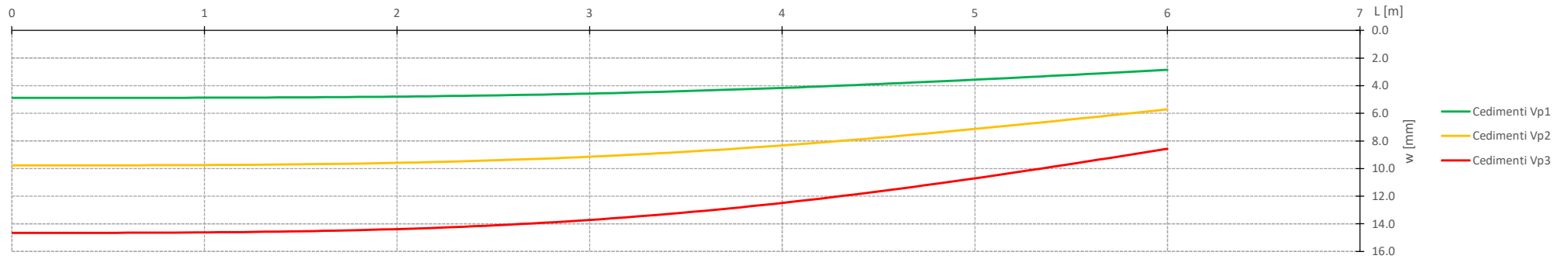
Vista in pianta



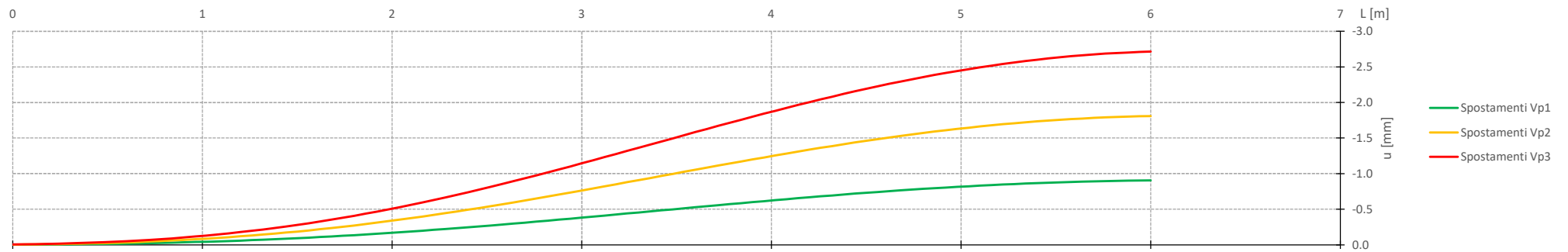
Vista in sezione



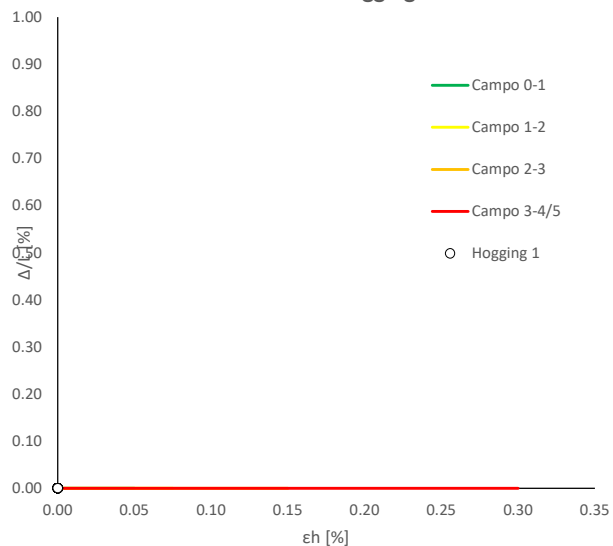
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



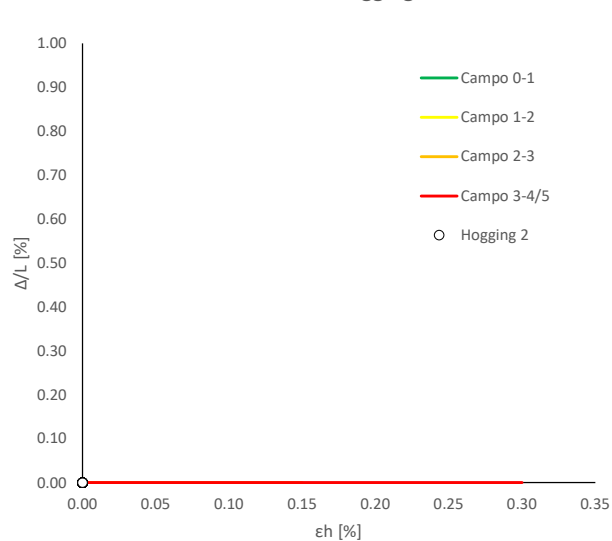
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



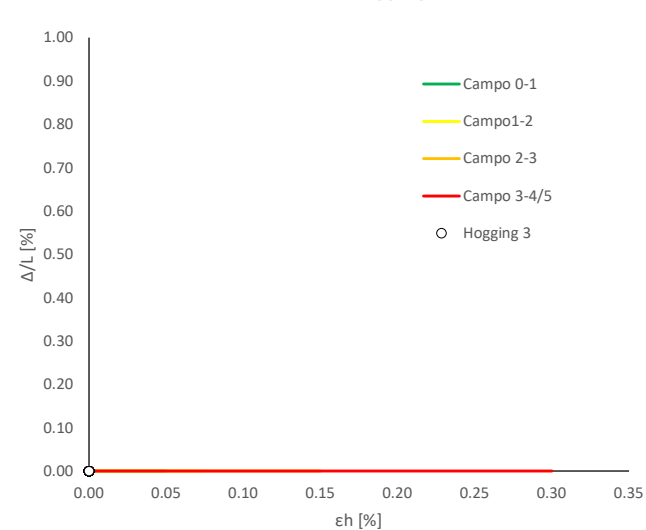
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



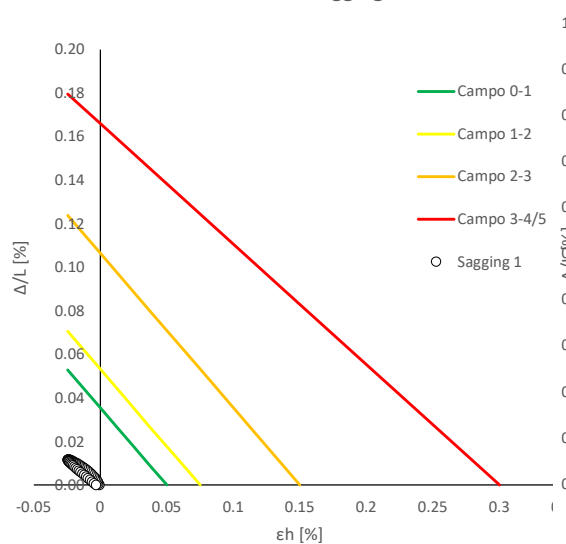
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



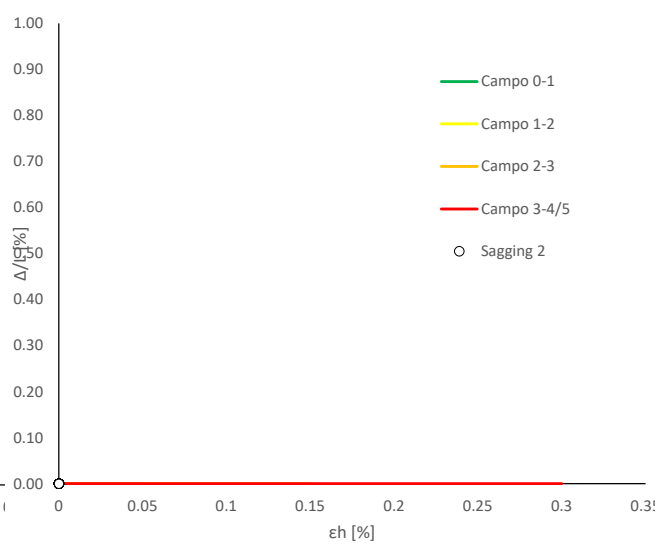
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



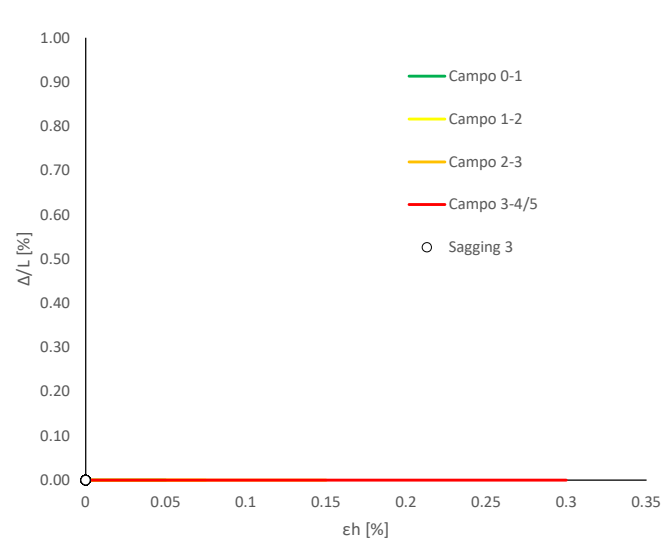
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



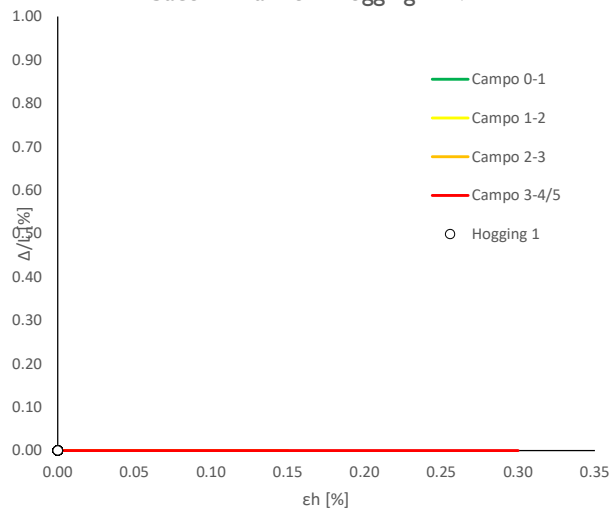
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



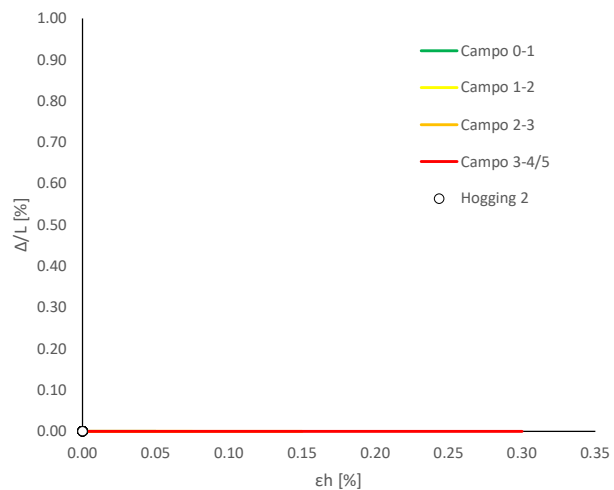
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



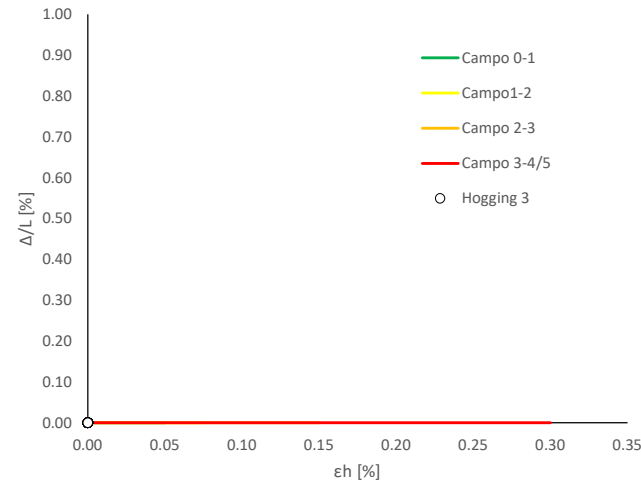
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



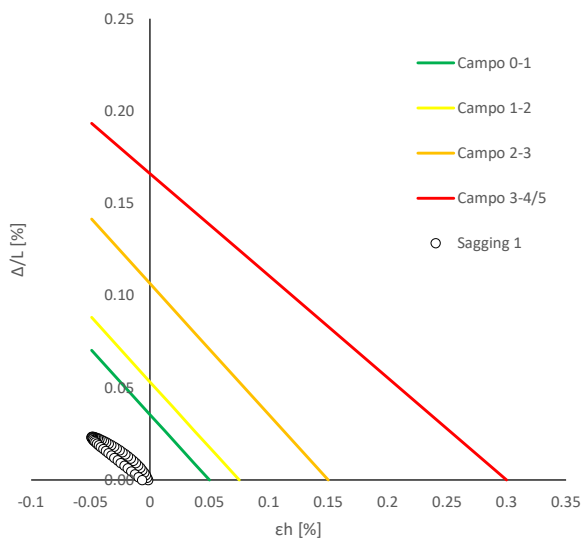
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



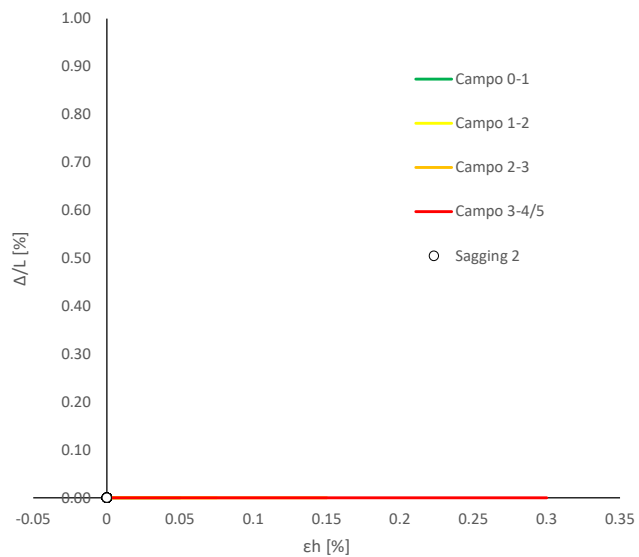
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



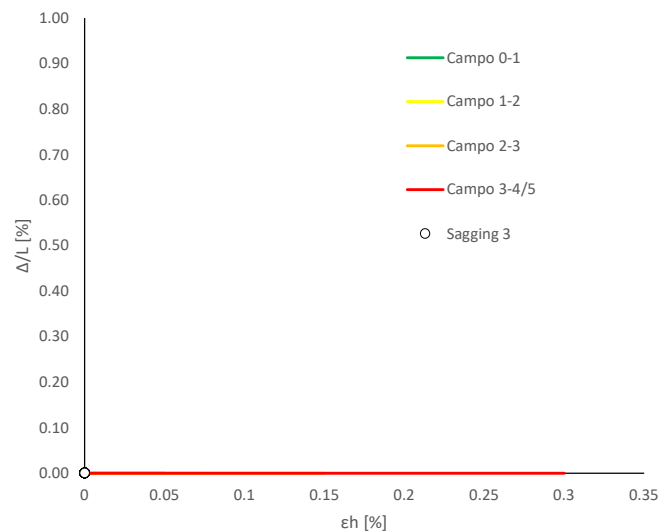
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



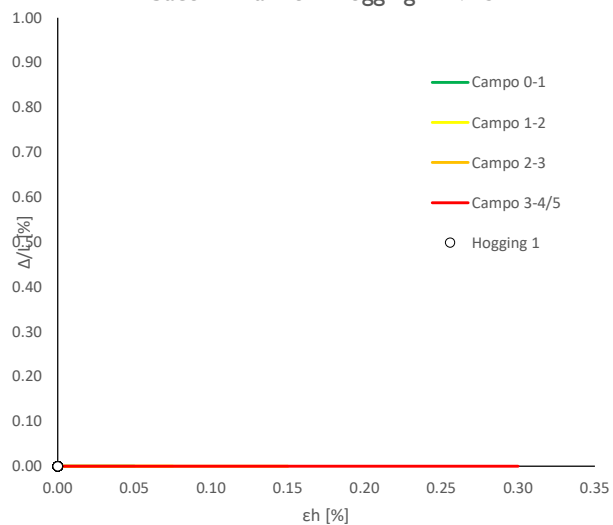
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



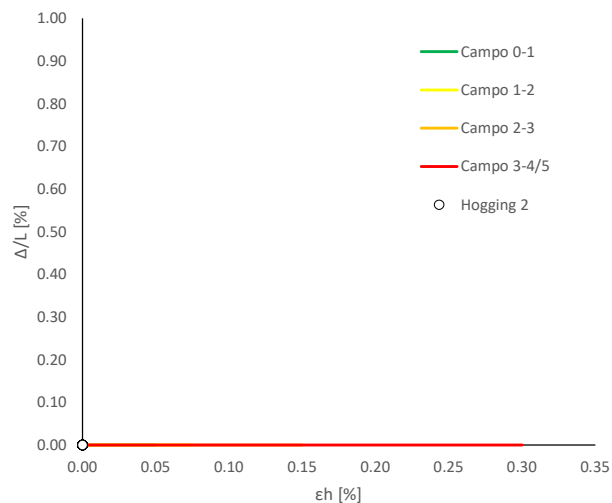
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



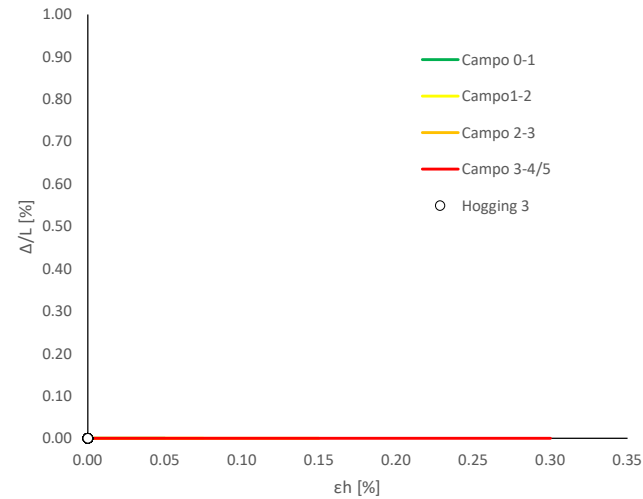
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



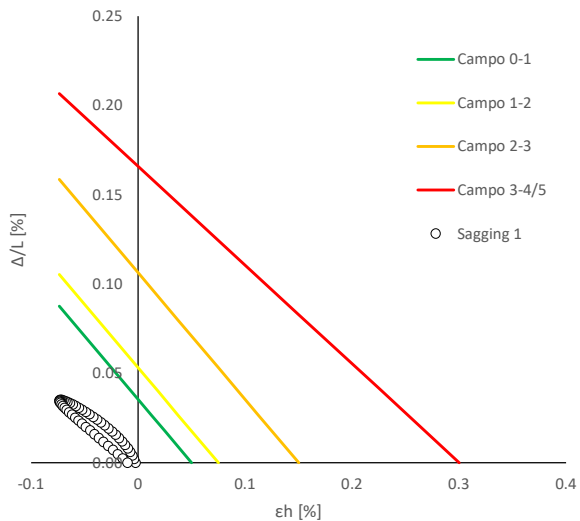
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



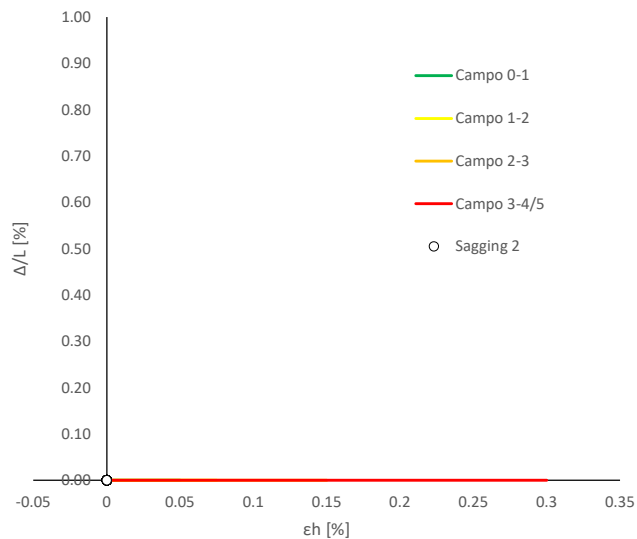
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



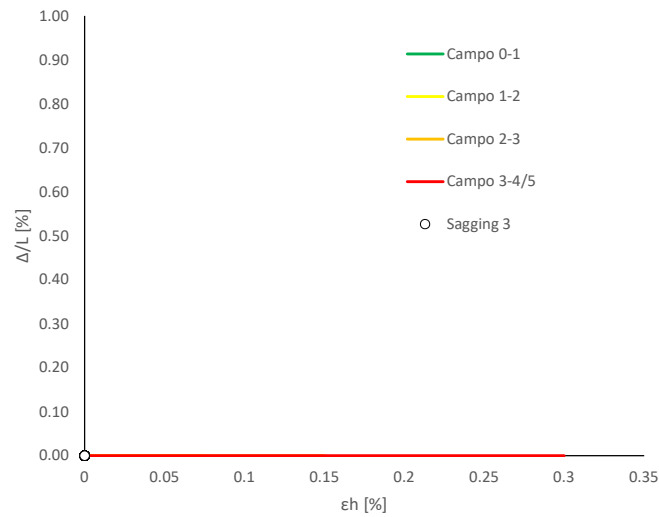
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E7All\_1"

**Dati Edificio**

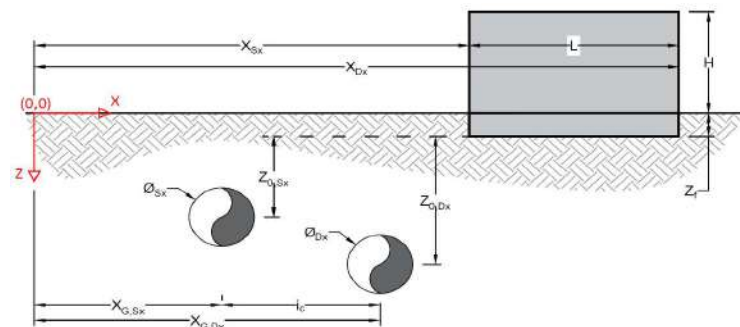
L [m]	17.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	60.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	77.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

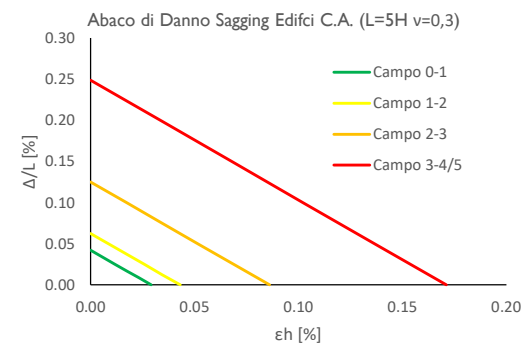
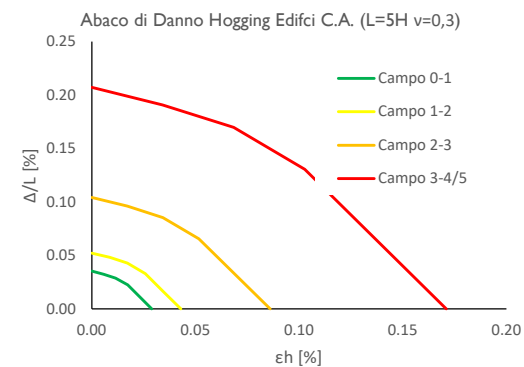
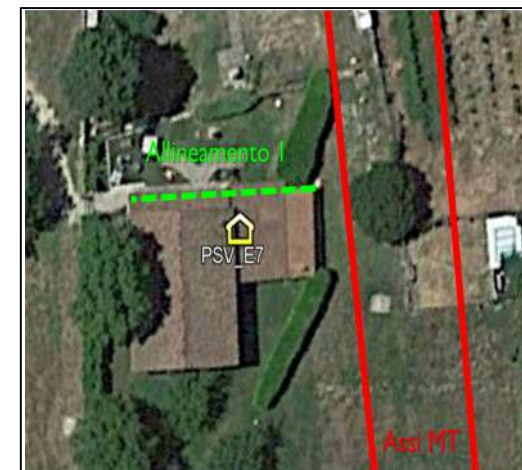
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

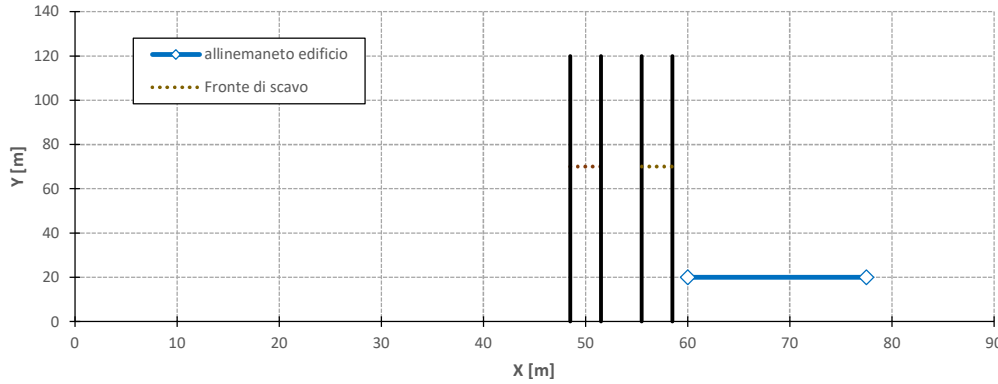
**Lunghezze calcolo [m]**

Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	17.5	17.5	17.5
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

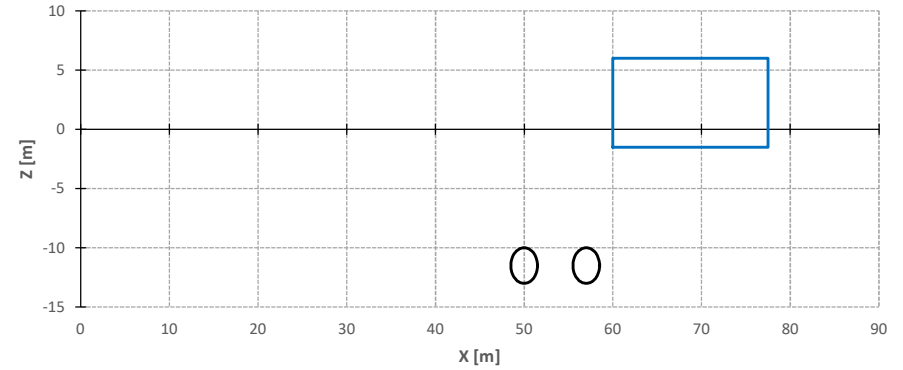




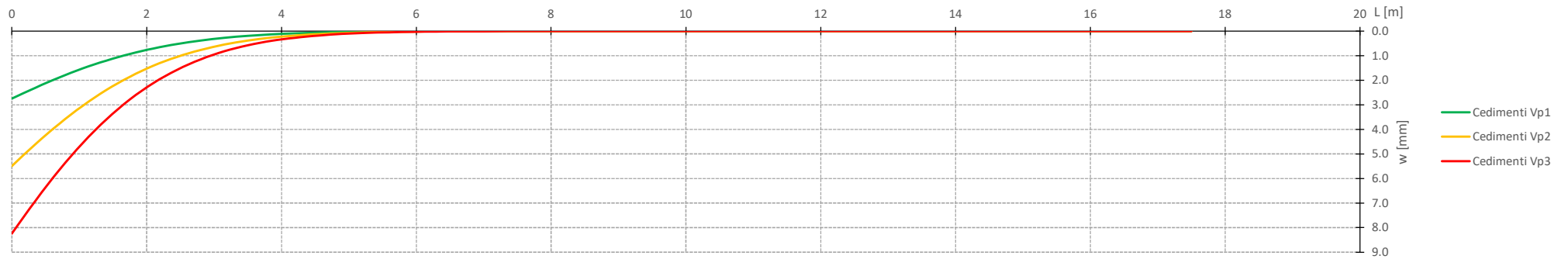
Vista in pianta



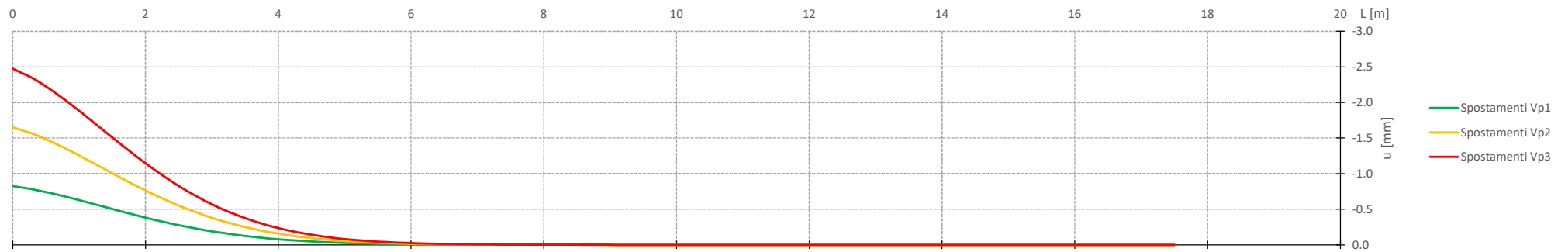
Vista in sezione



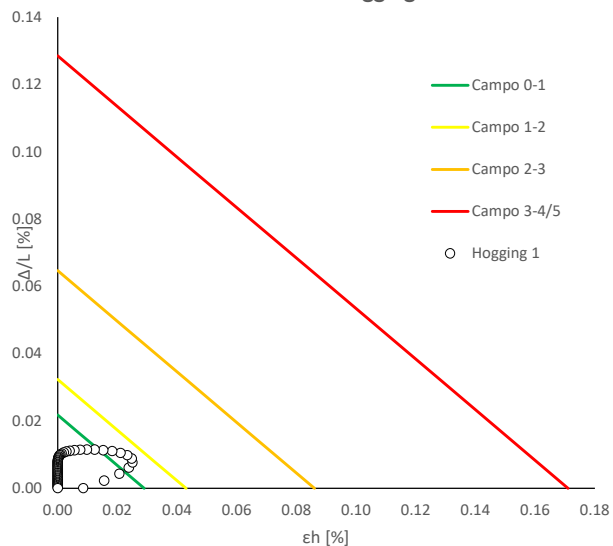
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



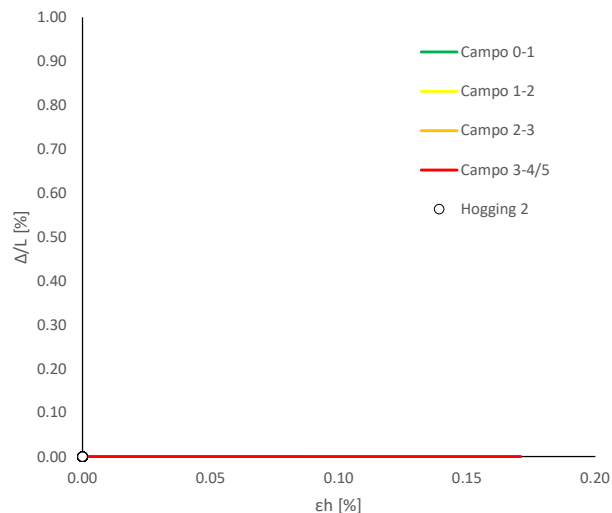
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



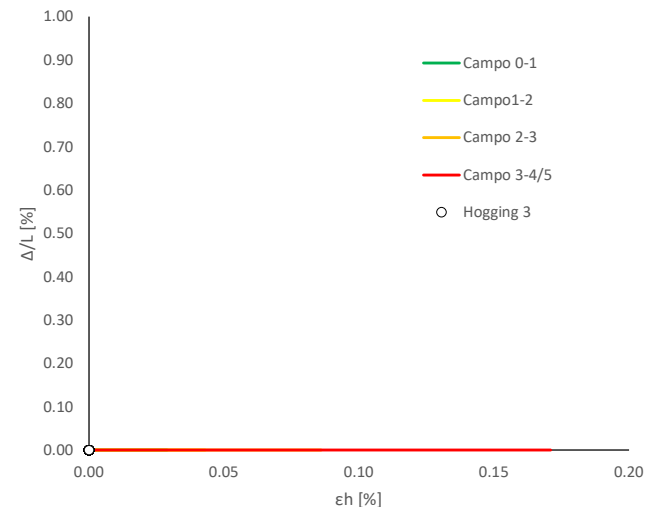
Abaco di Danno - Hogging I - VPI



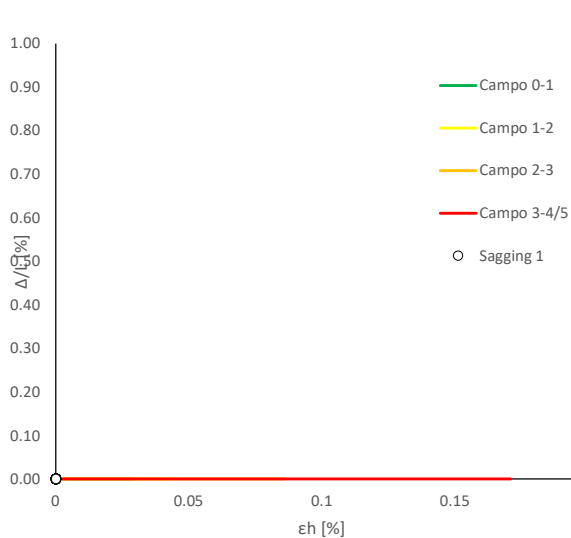
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



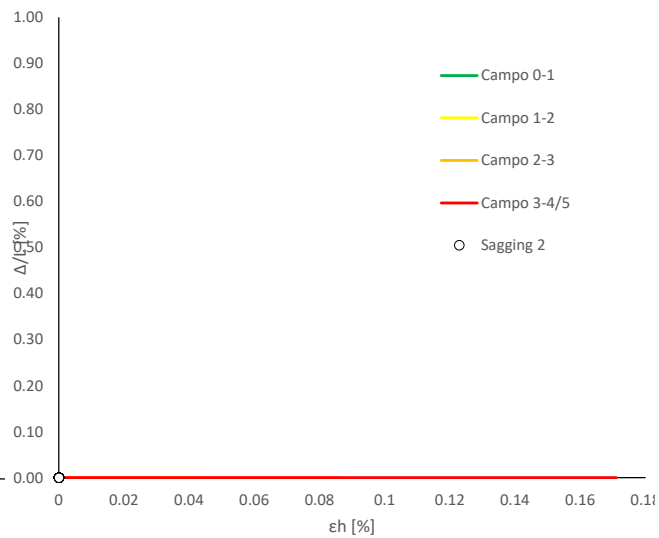
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



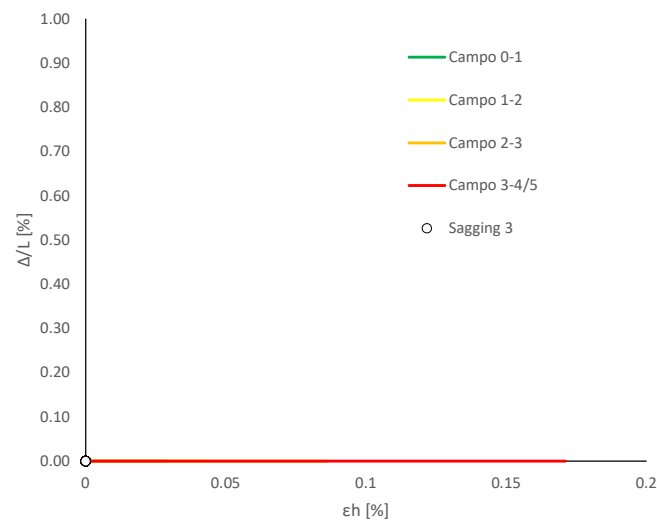
Abaco di Danno - Sagging I - VPI



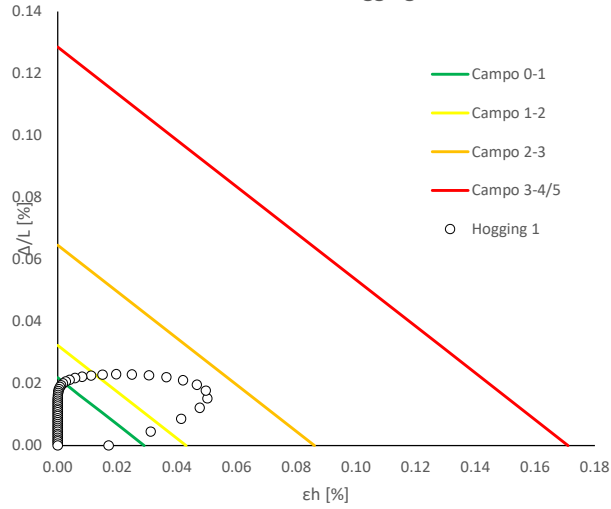
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



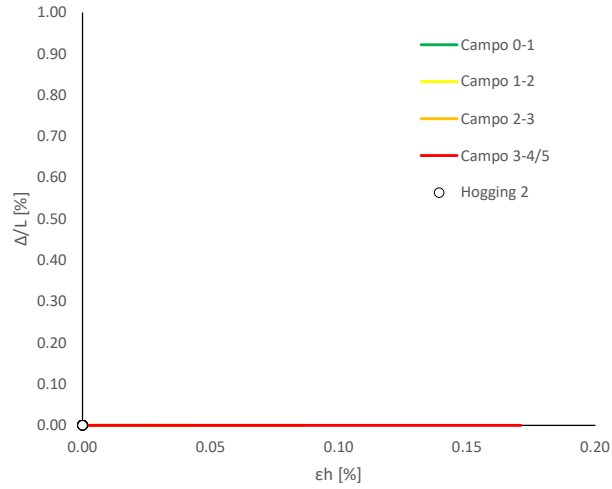
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



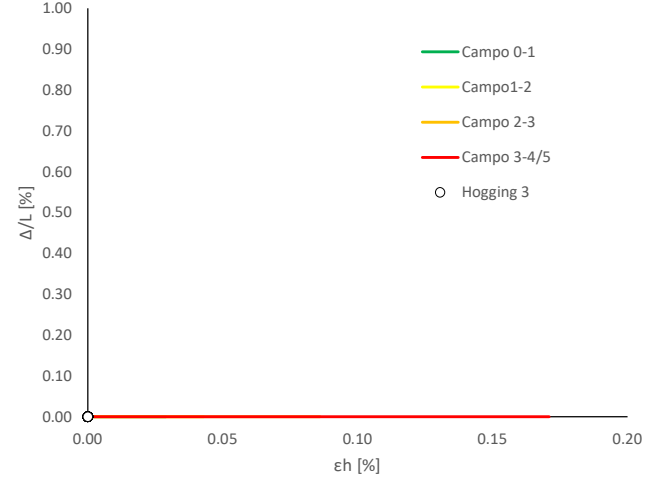
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



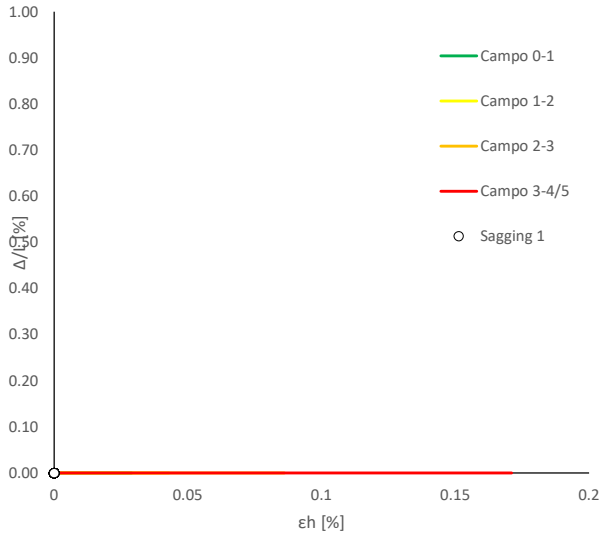
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



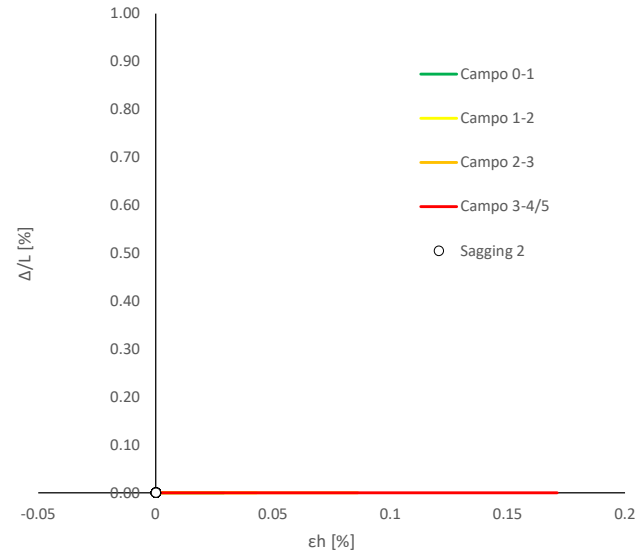
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



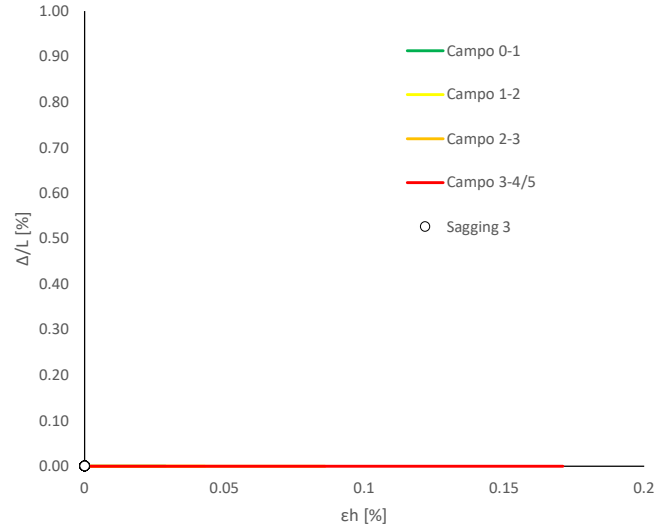
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



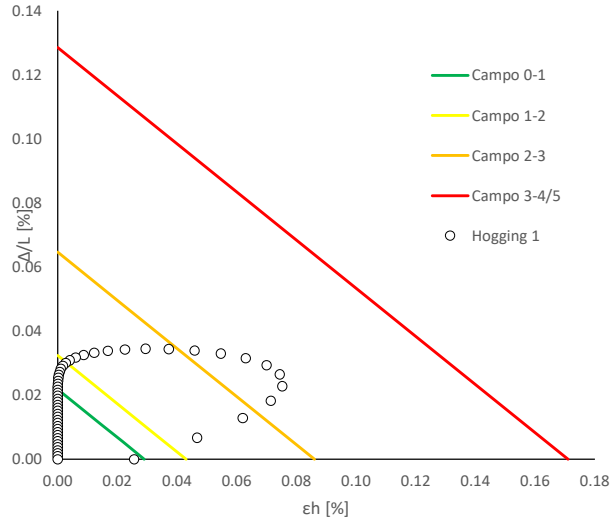
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



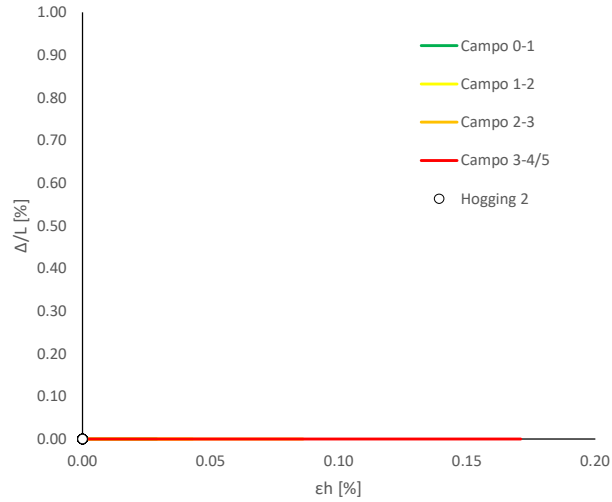
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



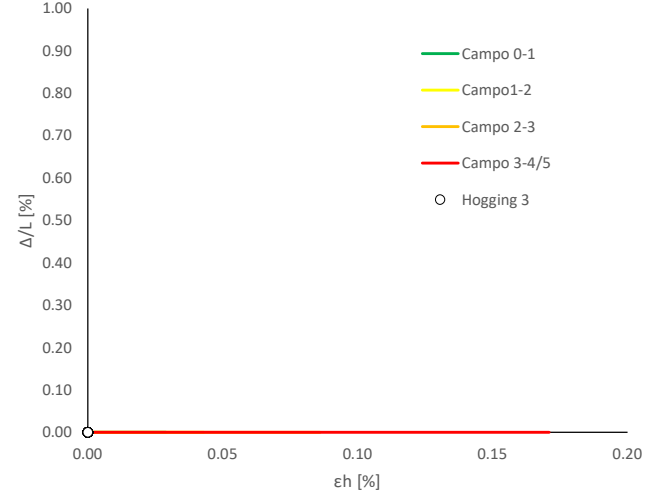
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



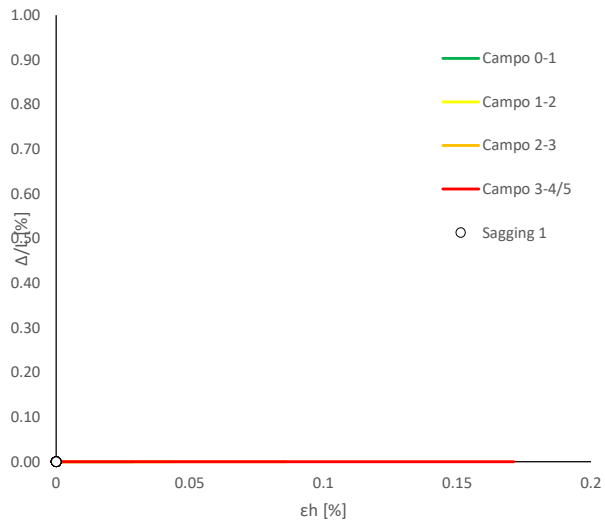
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



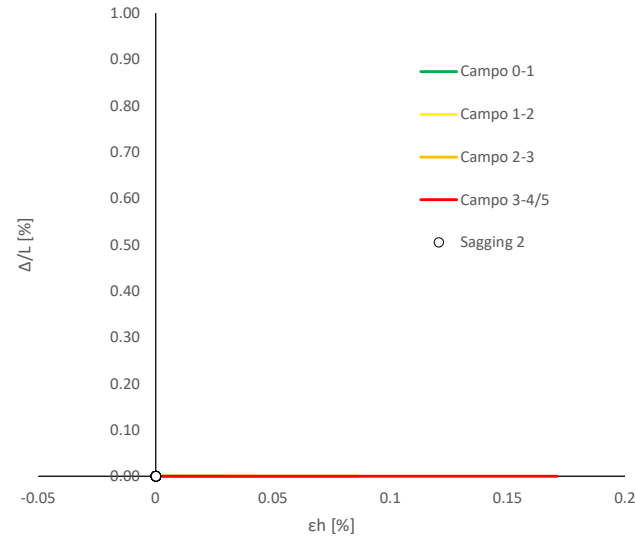
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



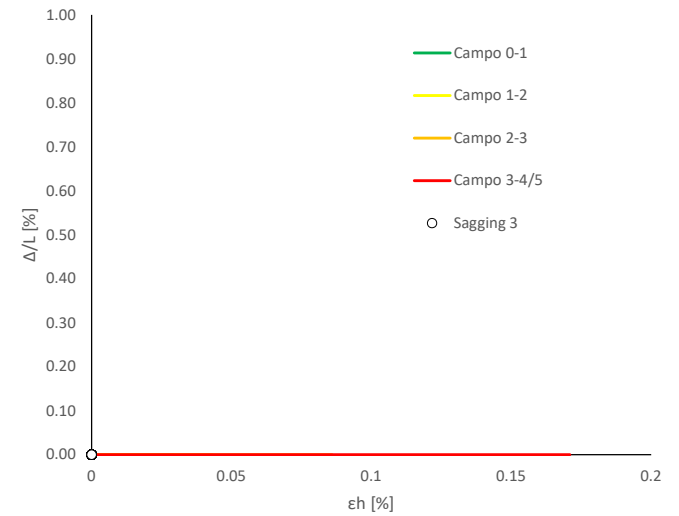
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E7All\_1" Interazione T/S

**Dati Edificio**

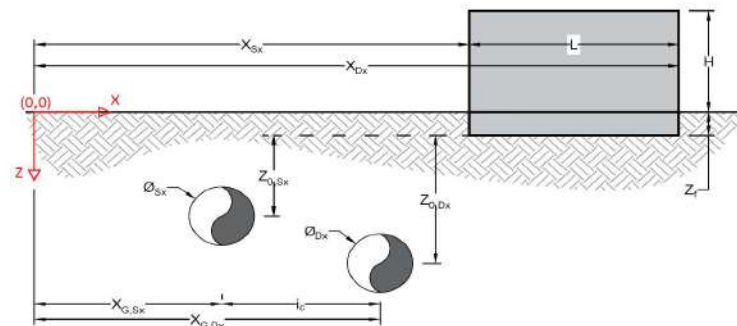
L [m]	17.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	60.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	77.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

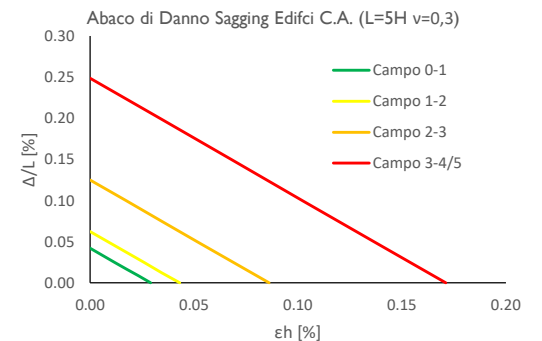
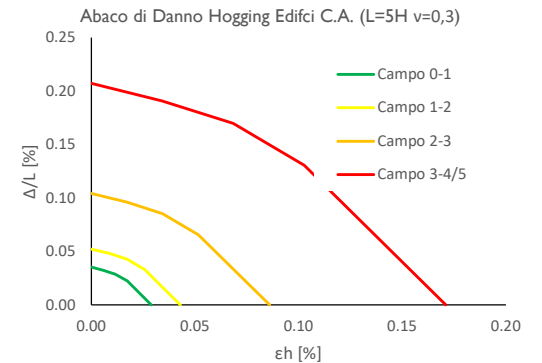
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

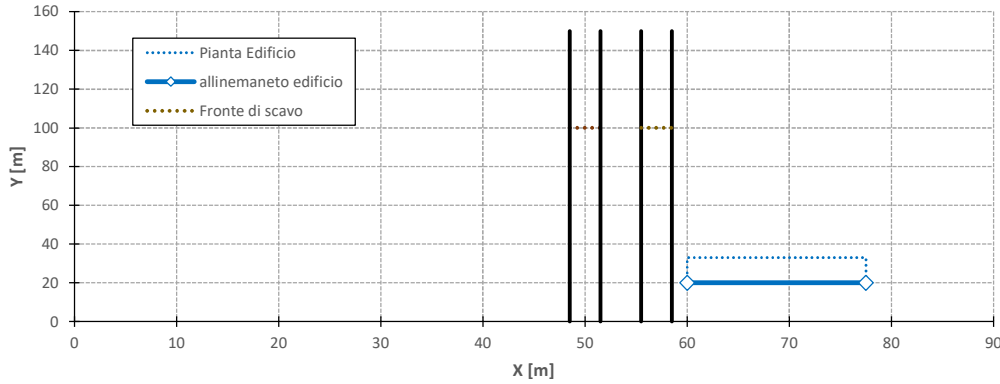
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

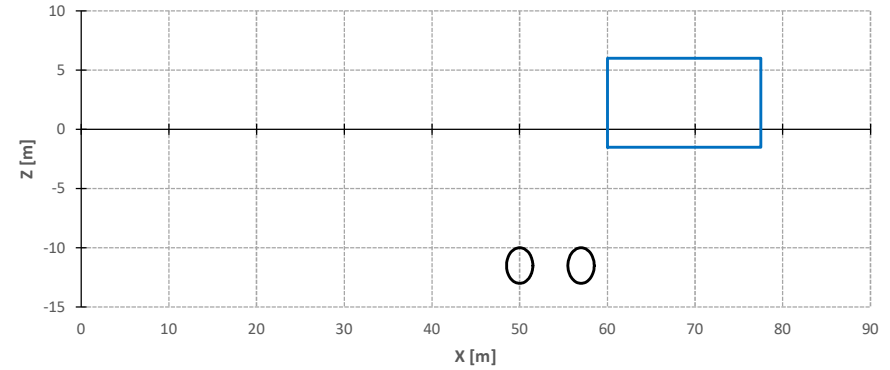
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	17.5	17.5	17.5
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



Vista in pianta



Vista in sezione



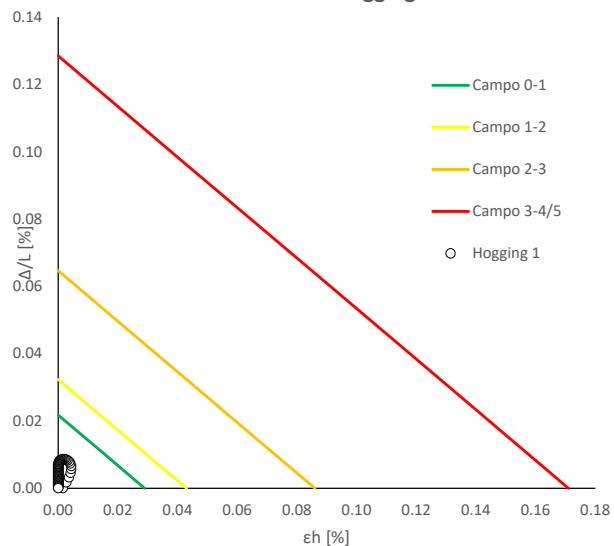
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



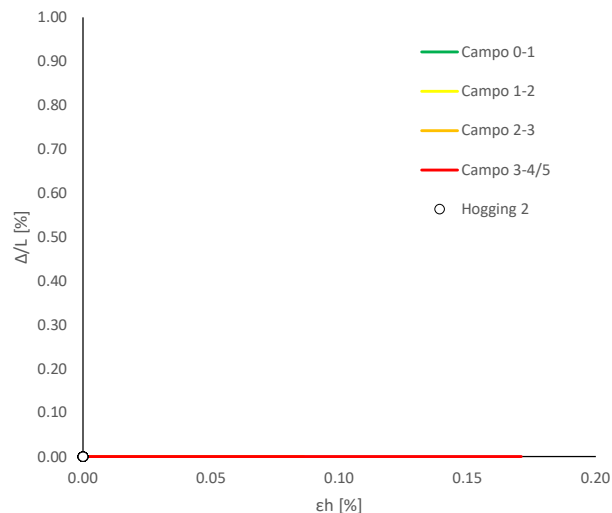
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



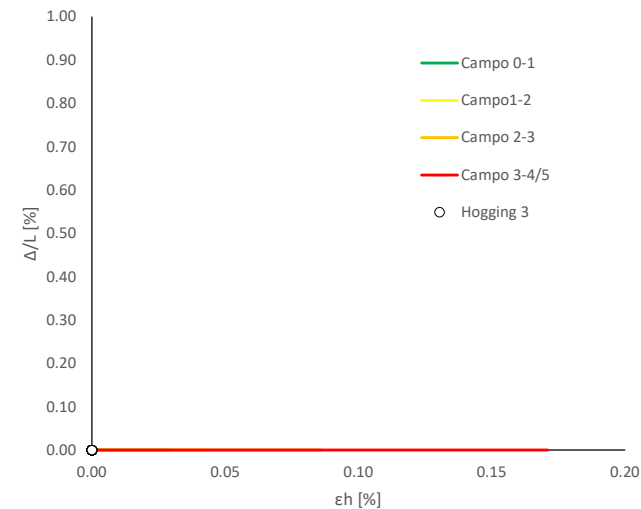
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



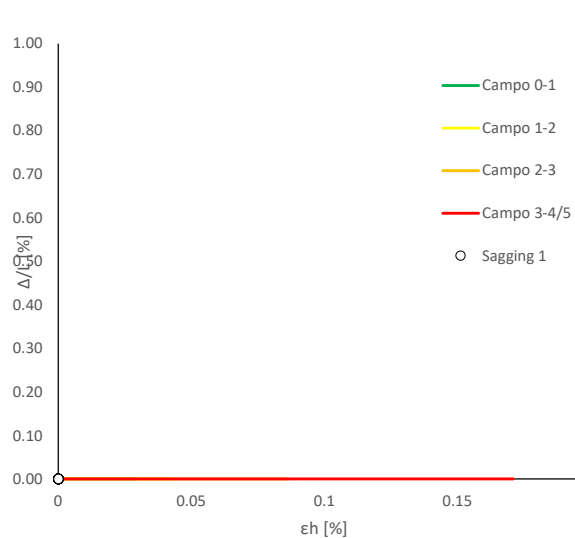
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



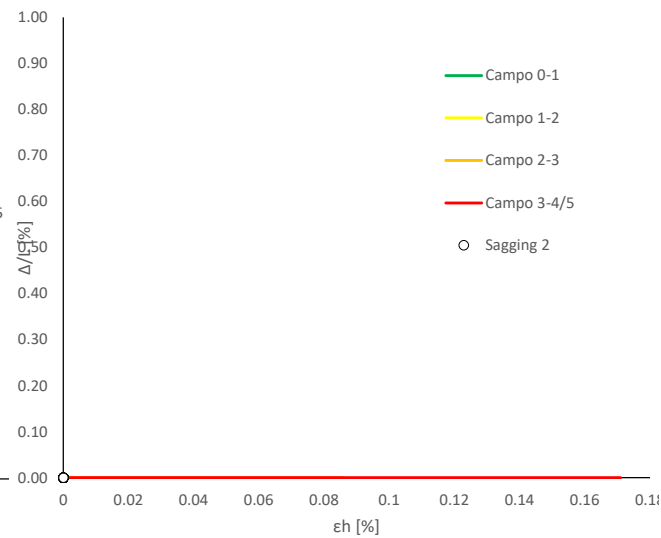
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



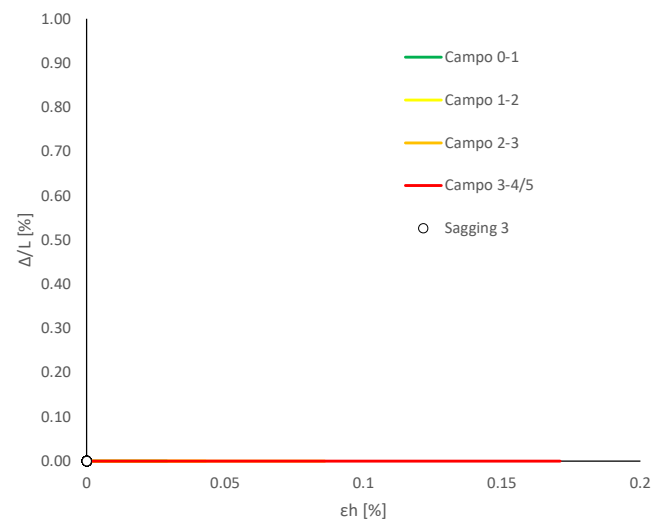
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



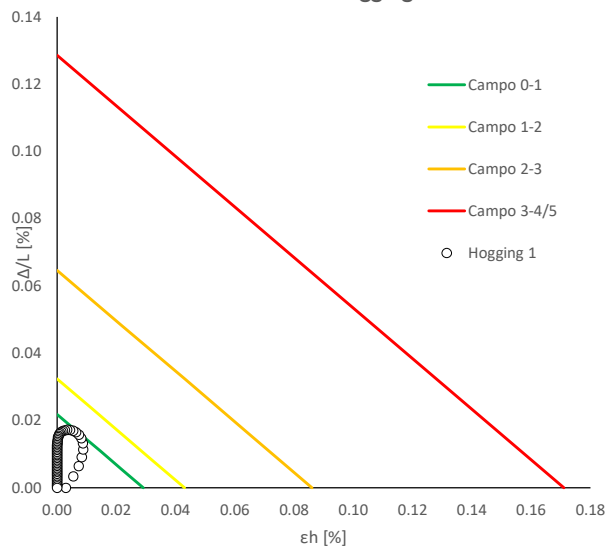
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



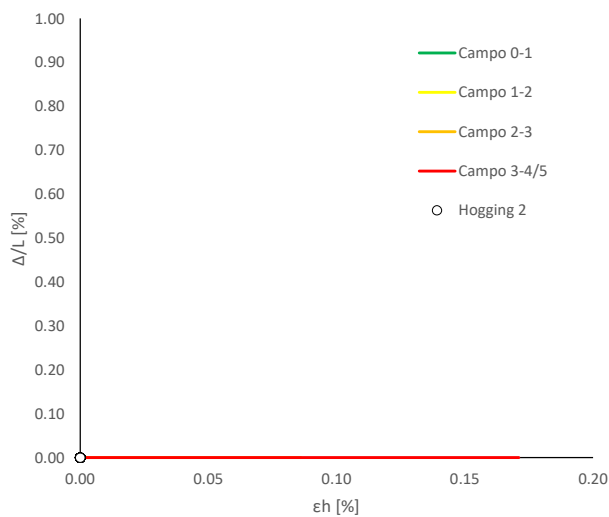
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



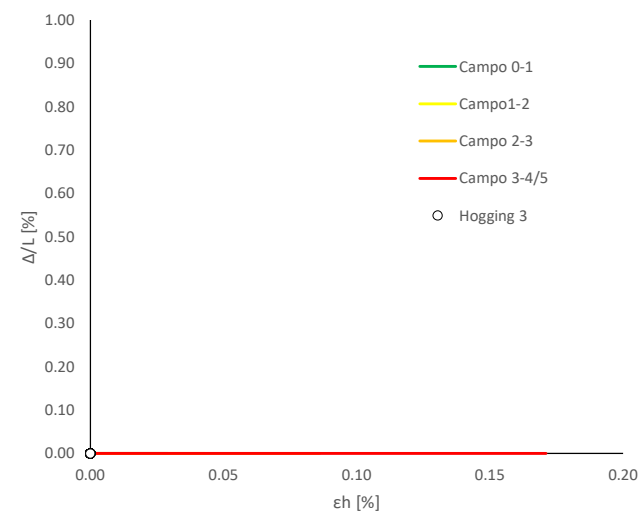
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



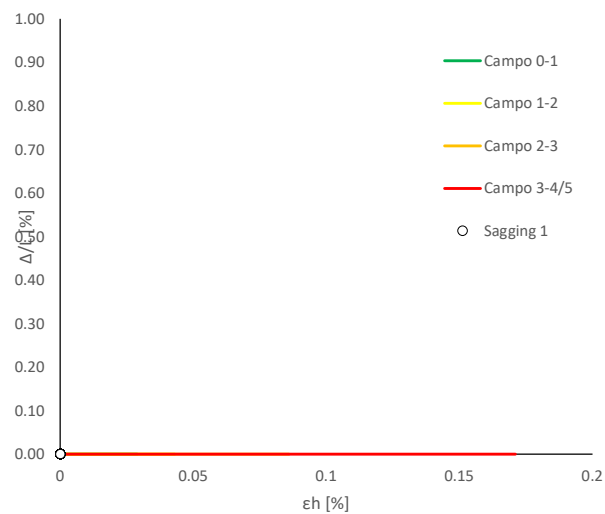
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



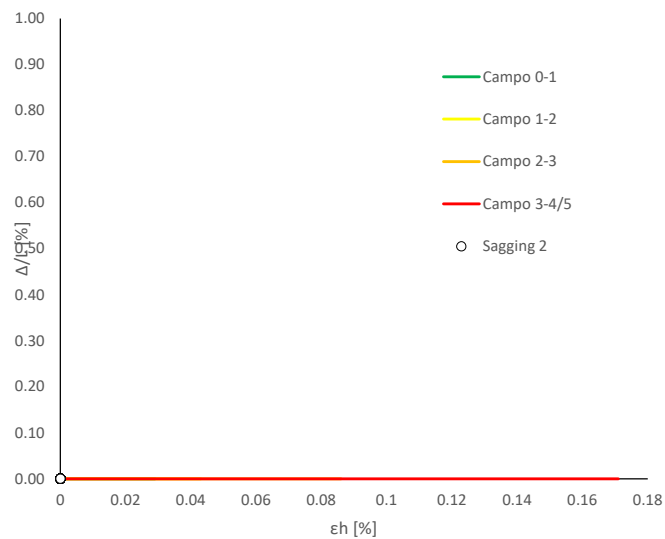
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



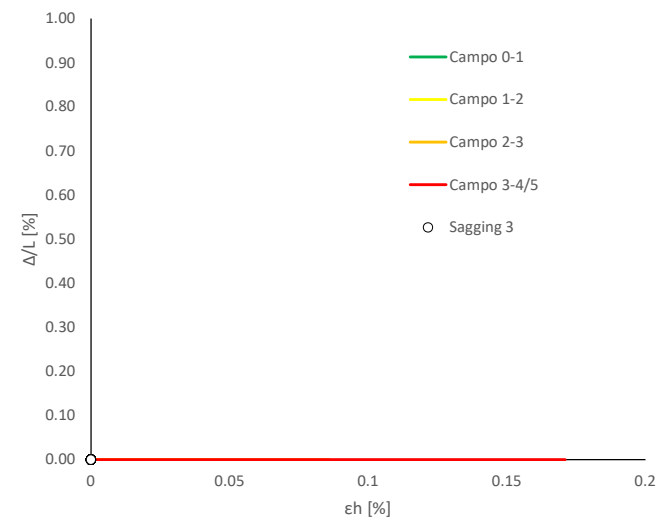
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2

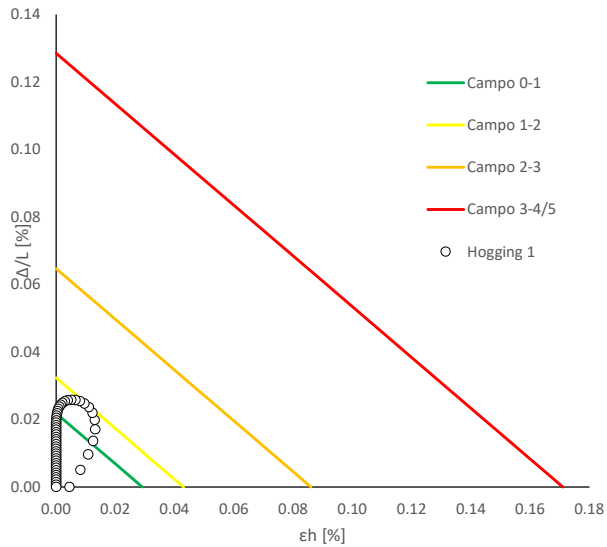


Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2

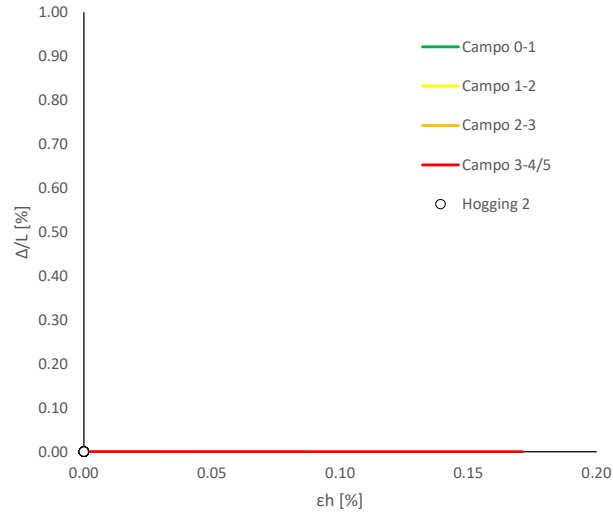




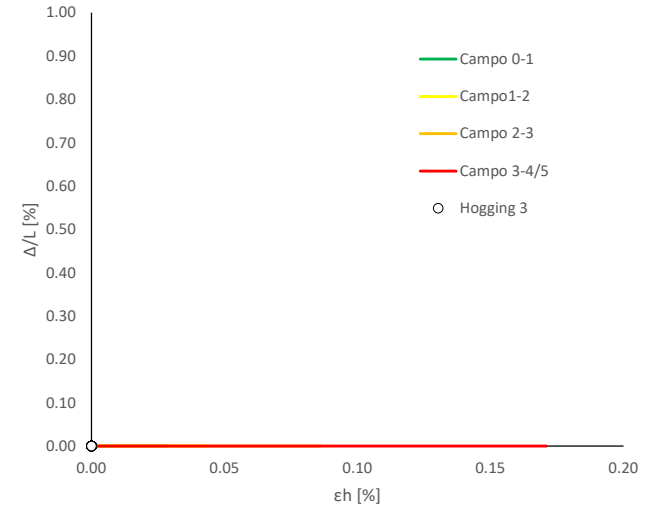
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



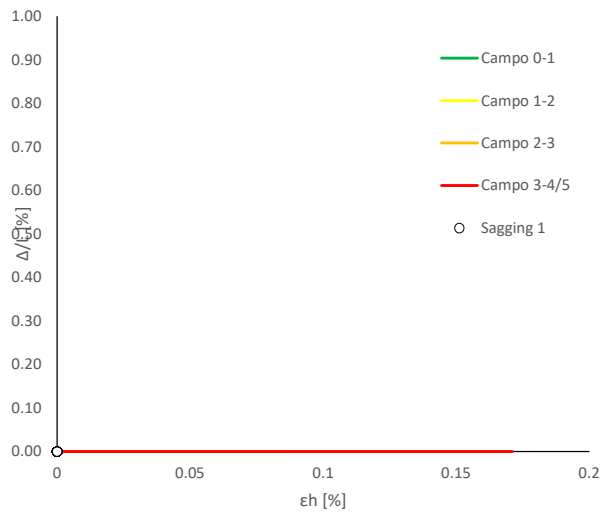
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



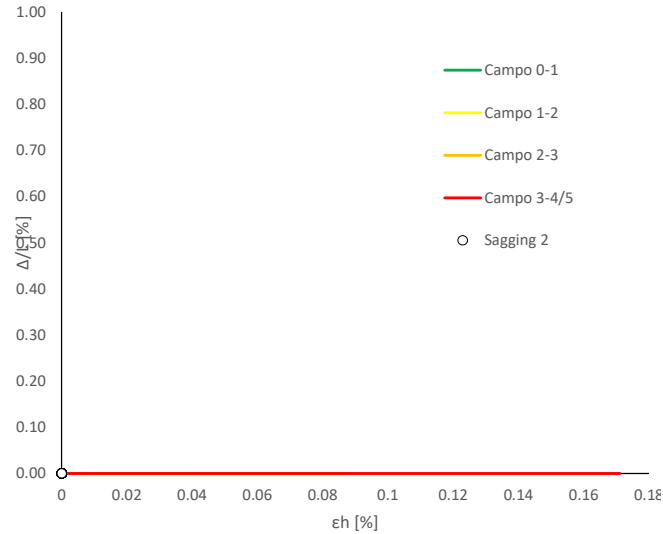
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



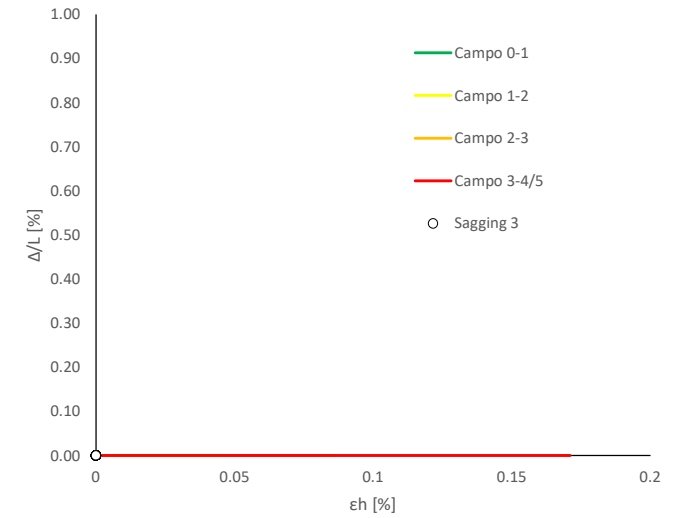
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E7All\_1"

**Dati Edificio**

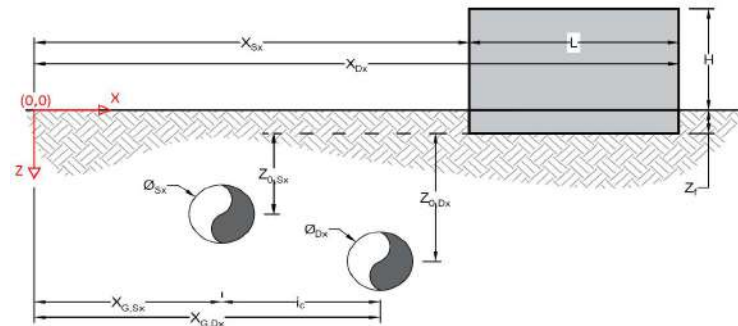
L [m]	17.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	60.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	77.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.4	4.9	7.3
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	2.5	5.0	7.5

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.4	4.9	7.3
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	2.5	5.0	7.5

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

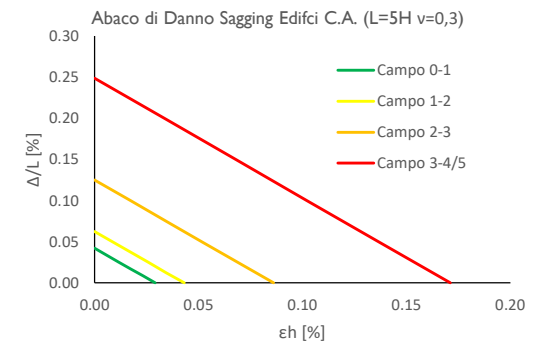
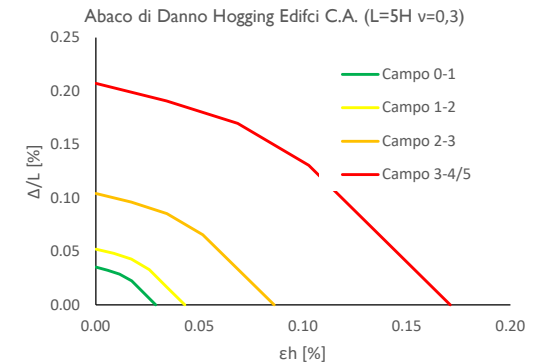
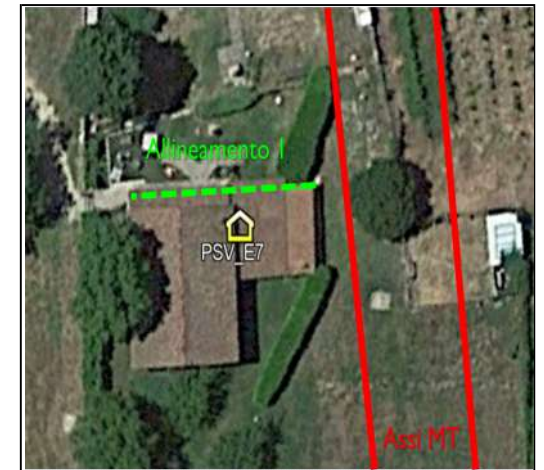
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

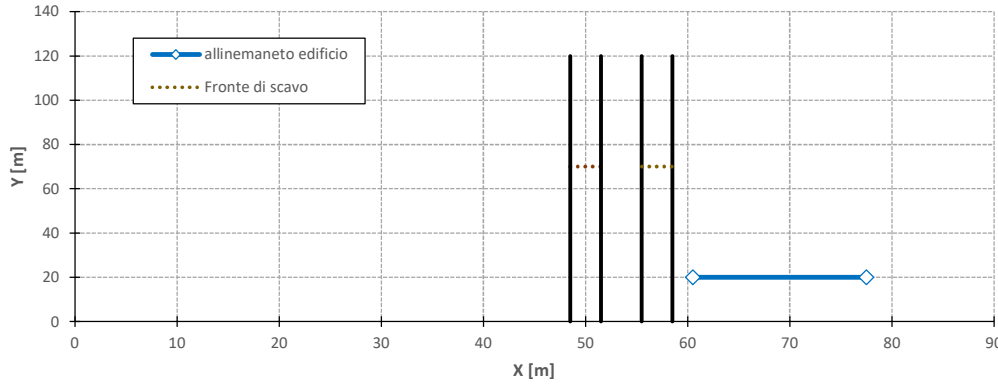
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

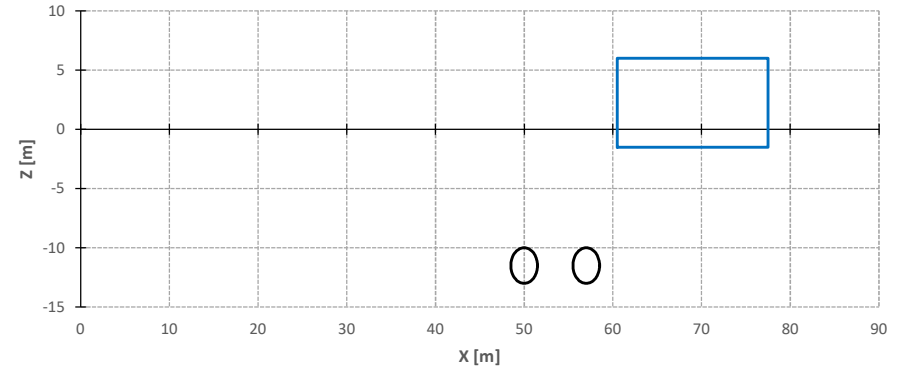
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	17.0	17.0	17.0
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



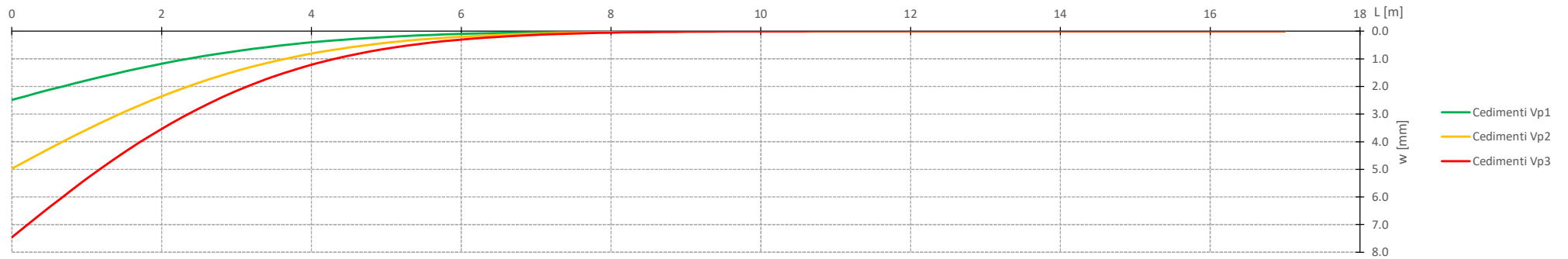
Vista in pianta



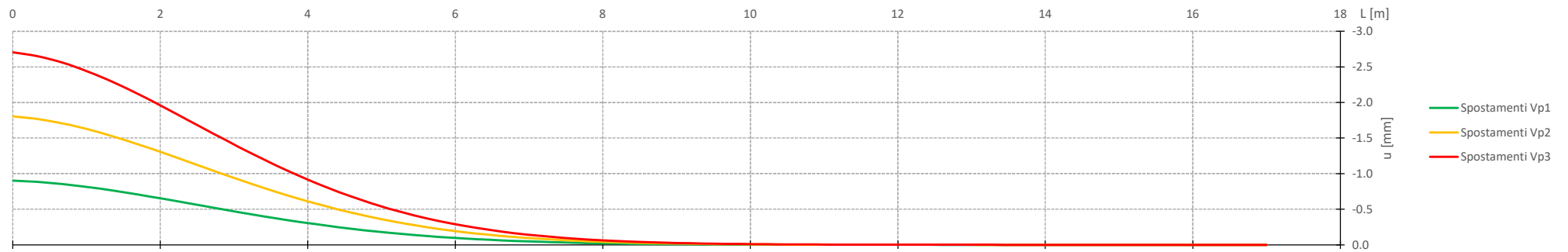
Vista in sezione



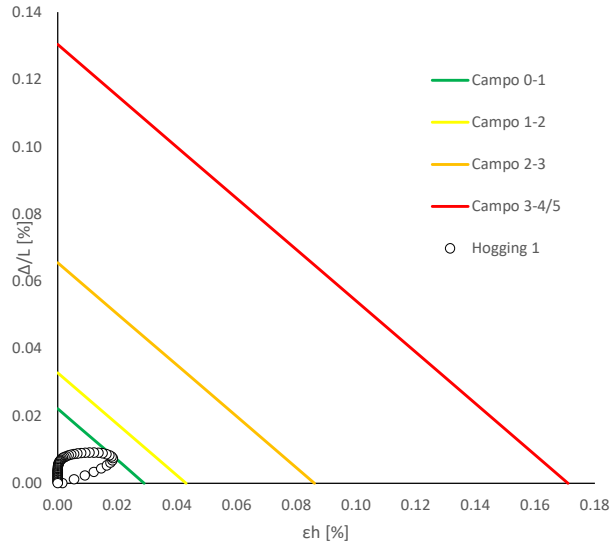
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



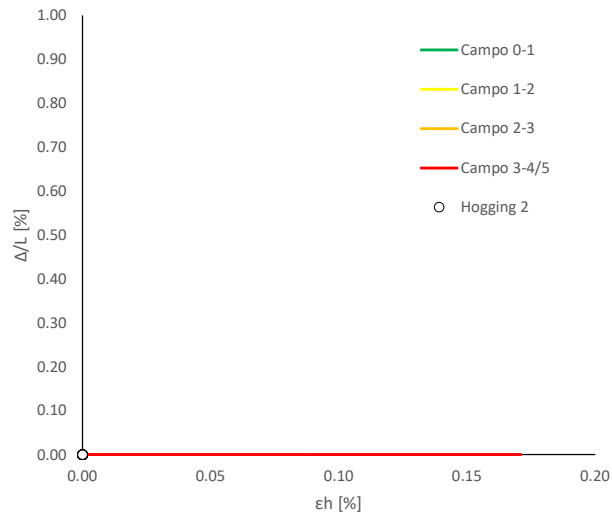
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



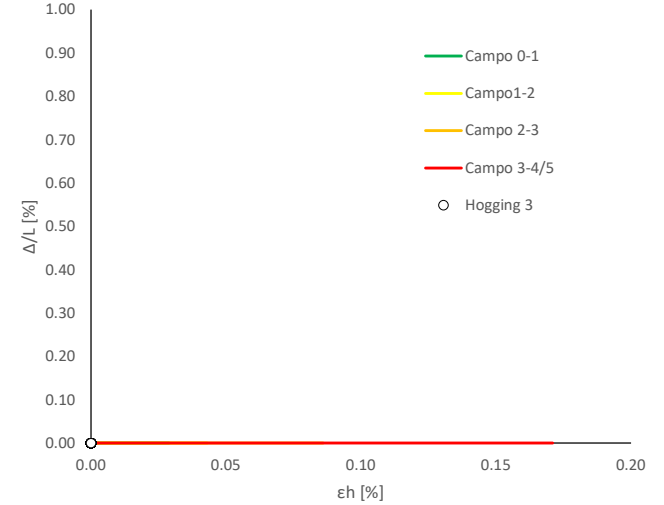
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



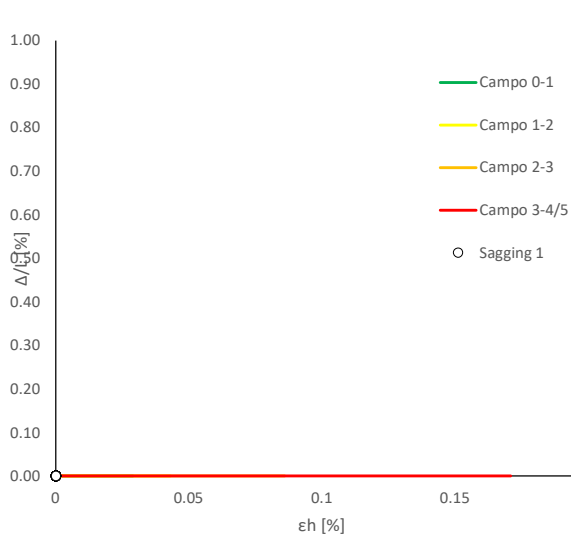
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



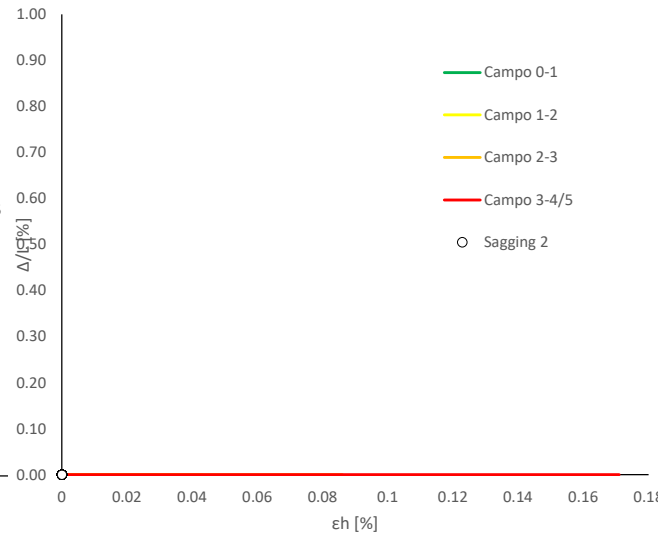
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



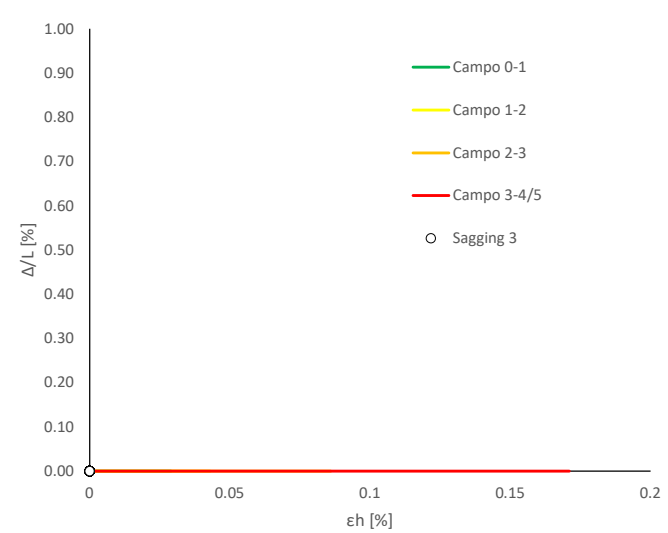
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



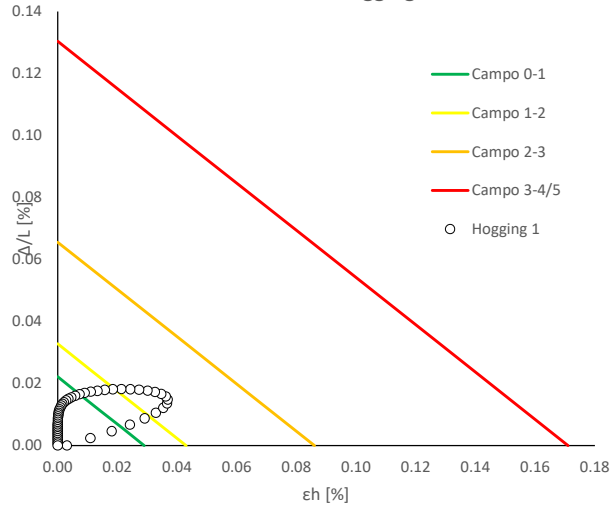
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



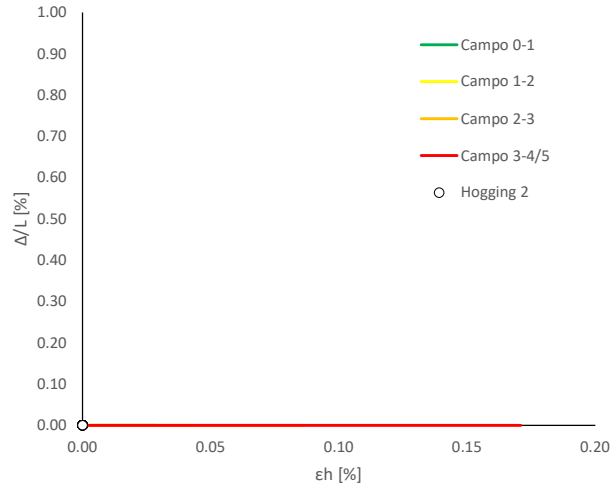
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



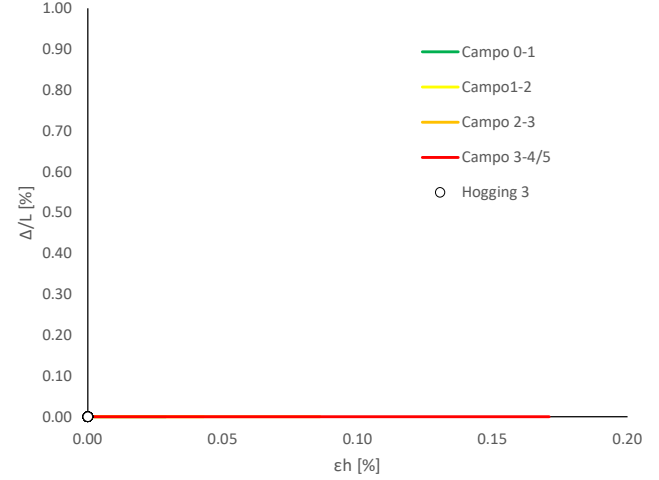
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



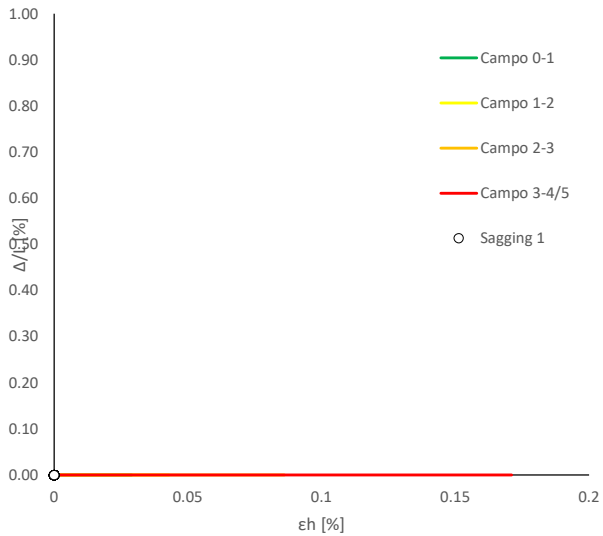
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



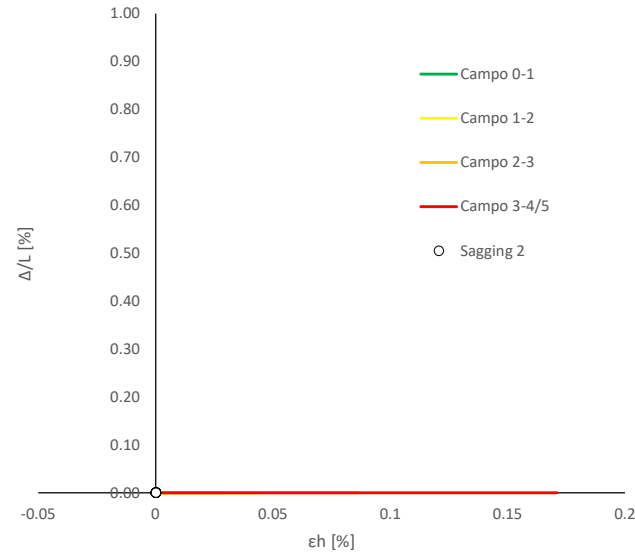
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



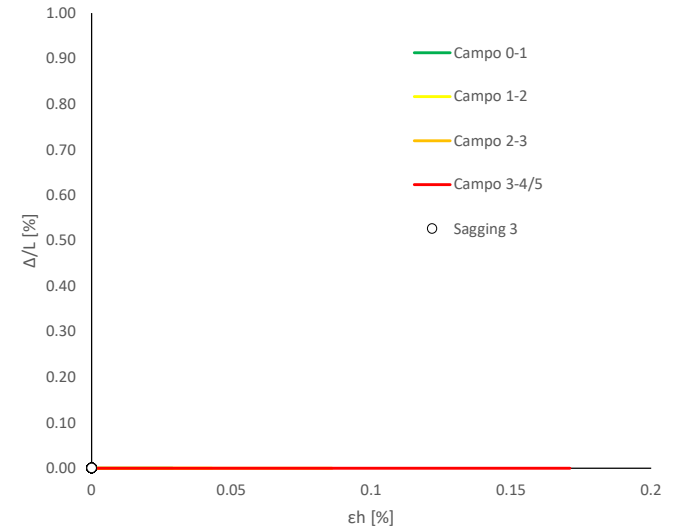
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



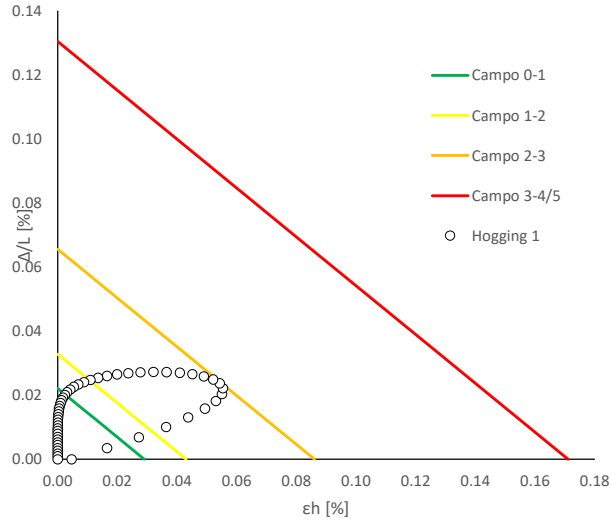
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



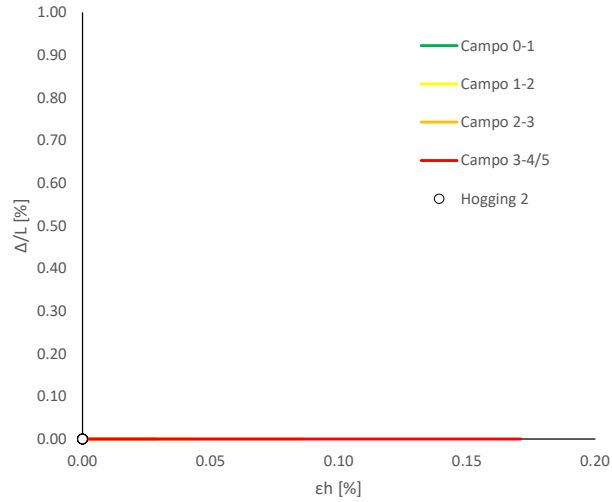
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



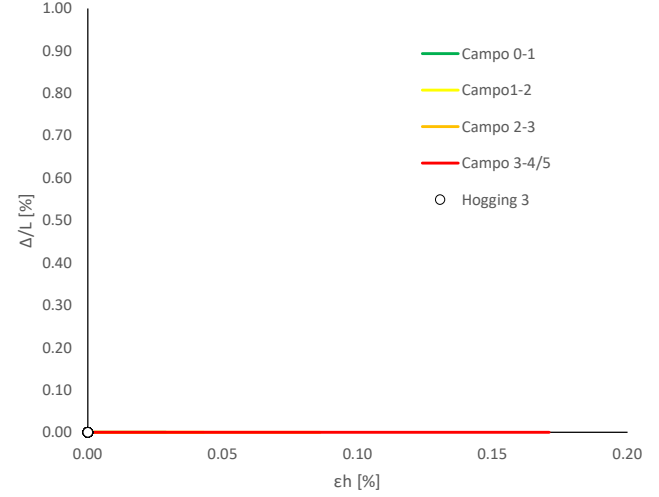
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



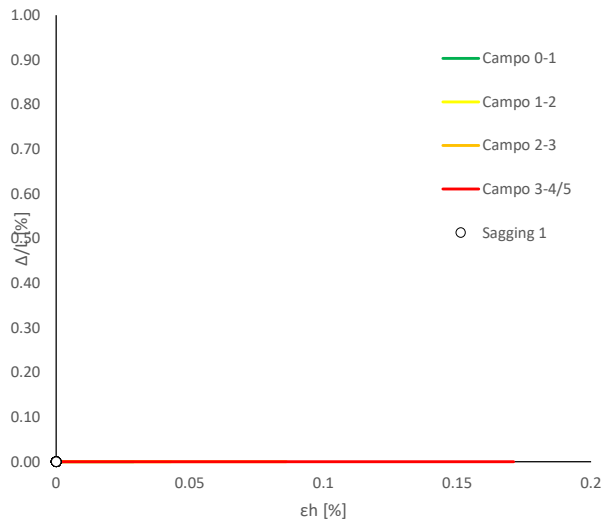
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



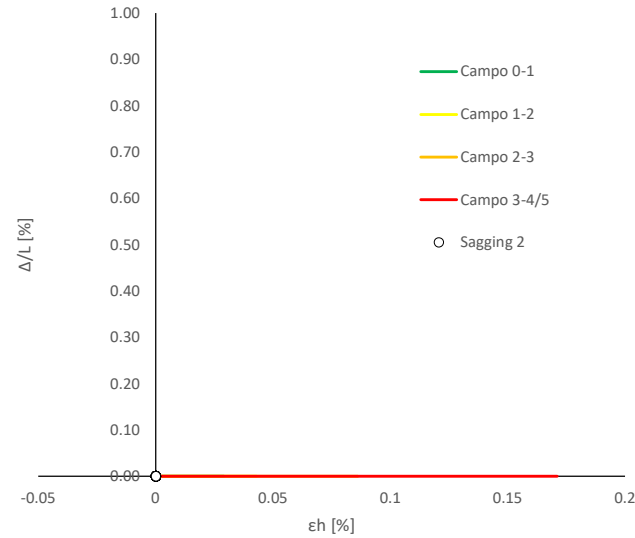
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



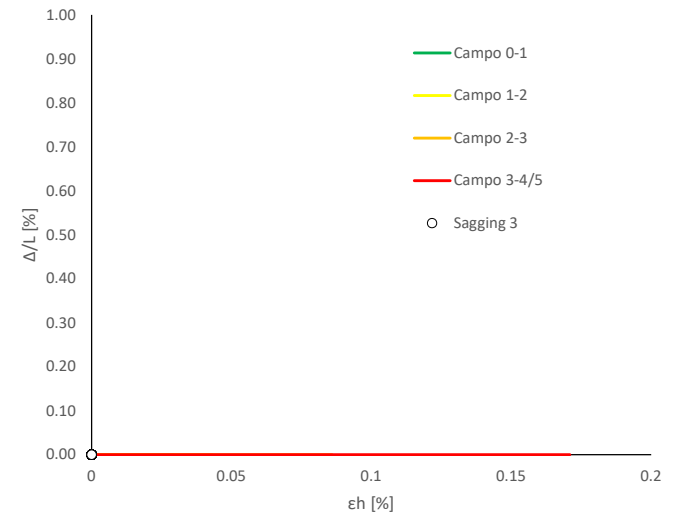
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E7All\_1" Interazione T/S

**Dati Edificio**

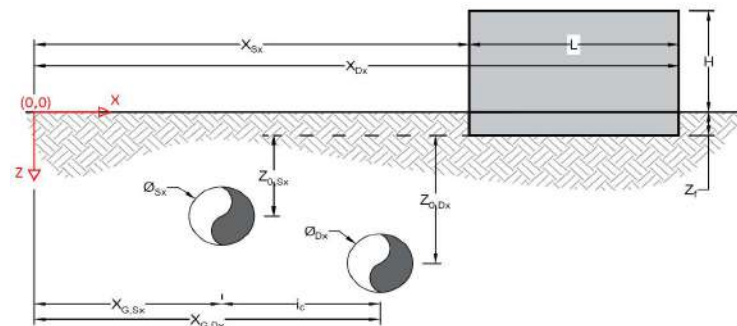
L [m]	17.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	60.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	77.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

∅ <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
∅ <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.4	4.9	7.3
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	2.5	5.0	7.5

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.4	4.9	7.3
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	2.5	5.0	7.5

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

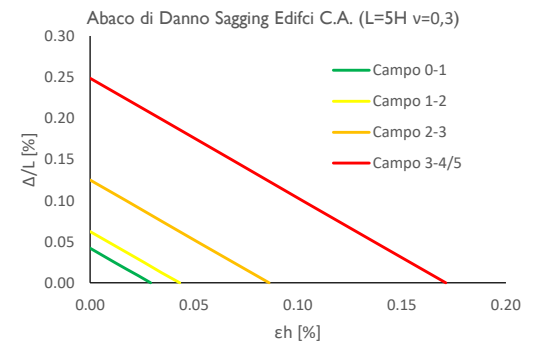
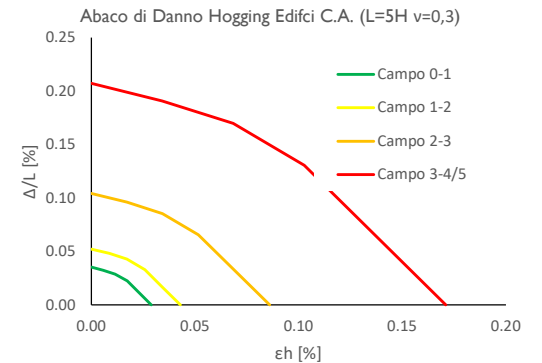
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

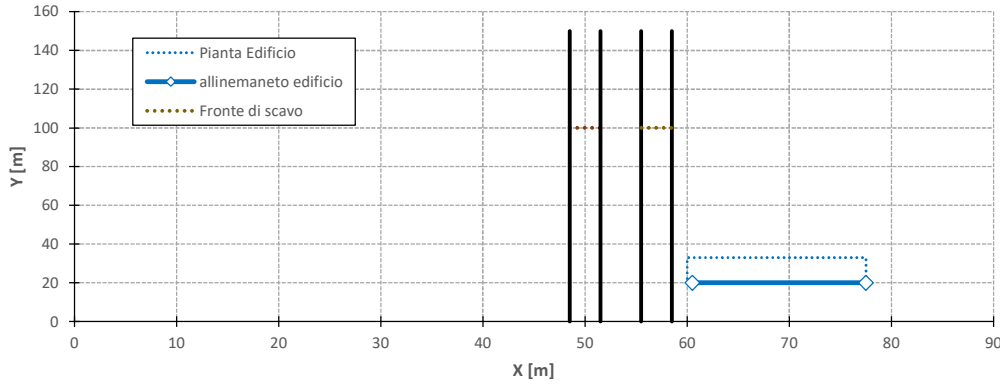
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

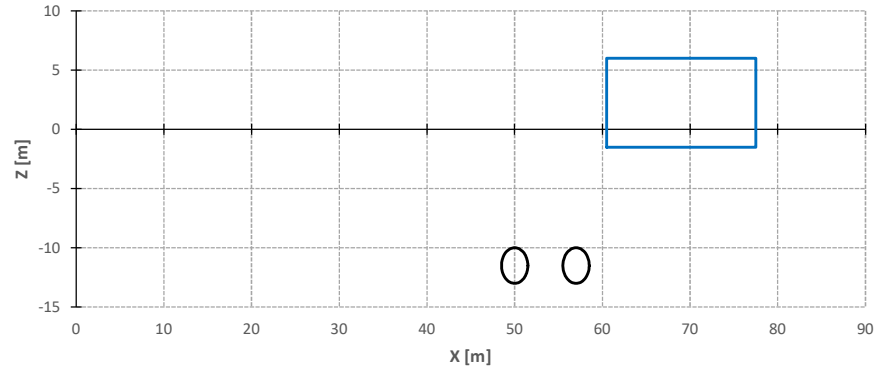
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	17.0	17.0	17.0
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



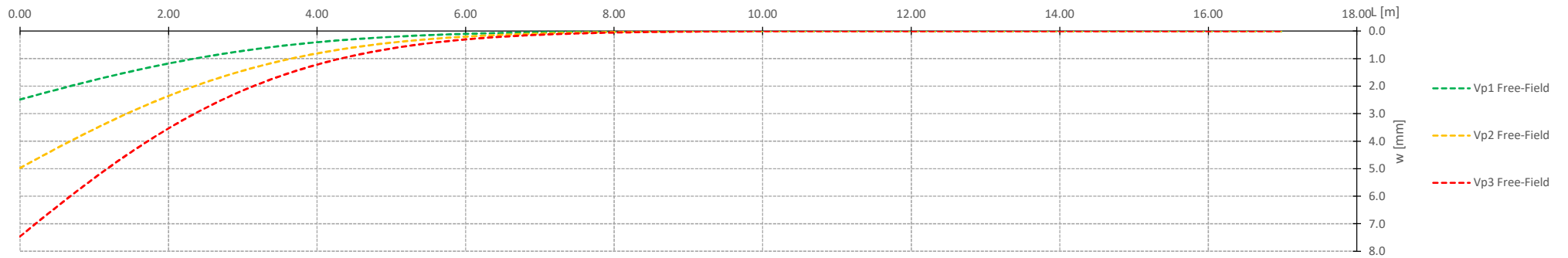
Vista in pianta



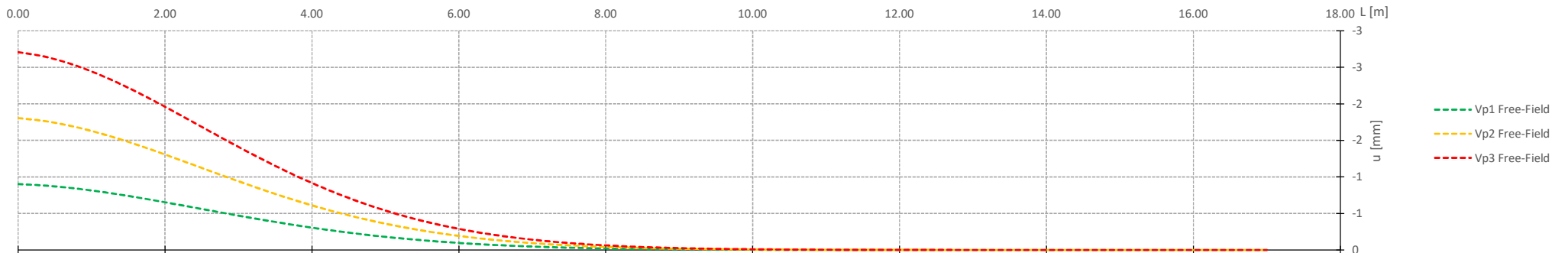
Vista in sezione



Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato

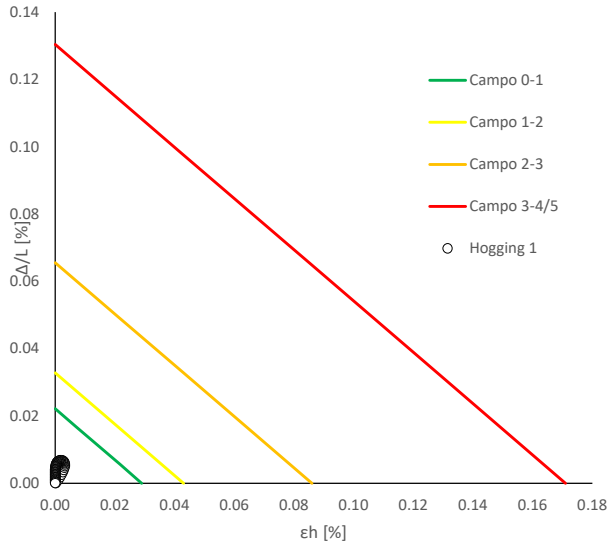


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato

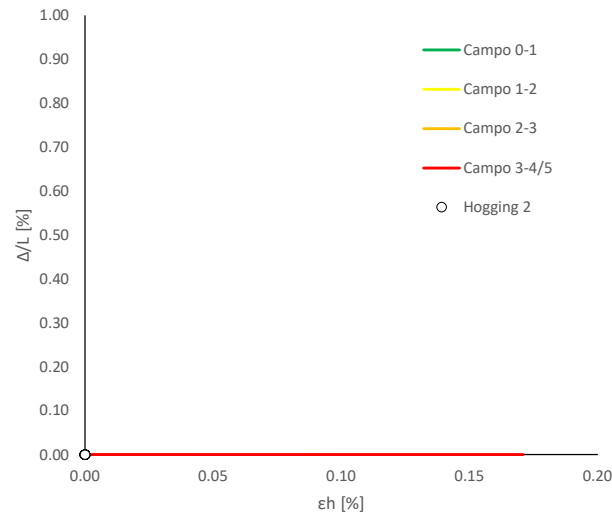




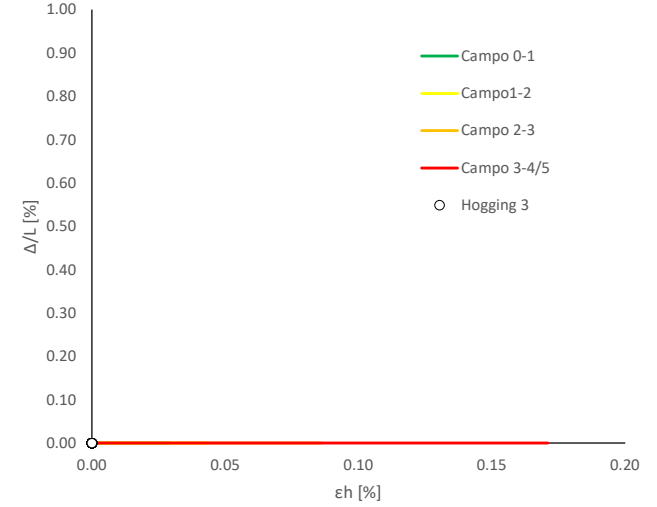
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



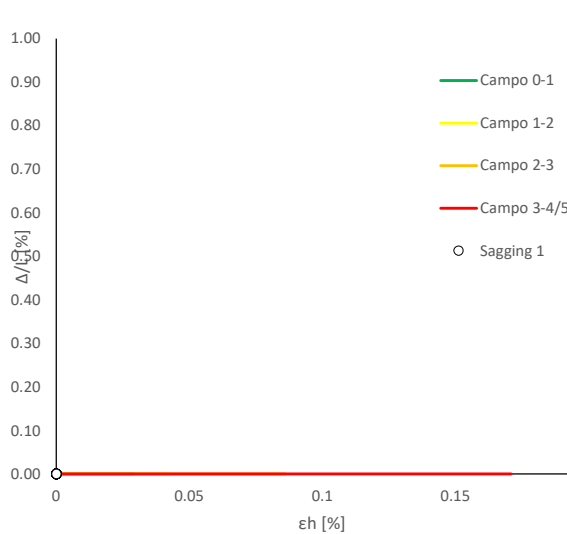
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



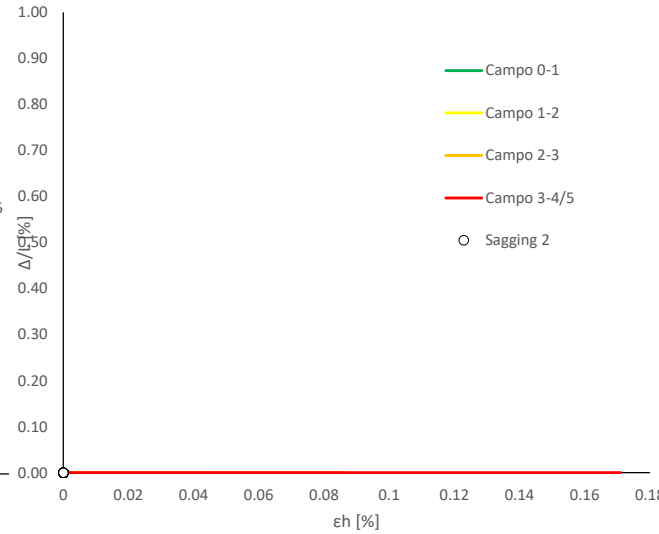
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



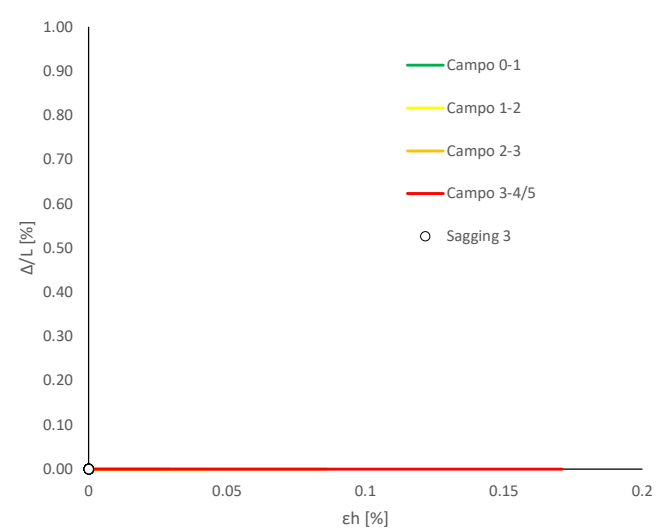
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



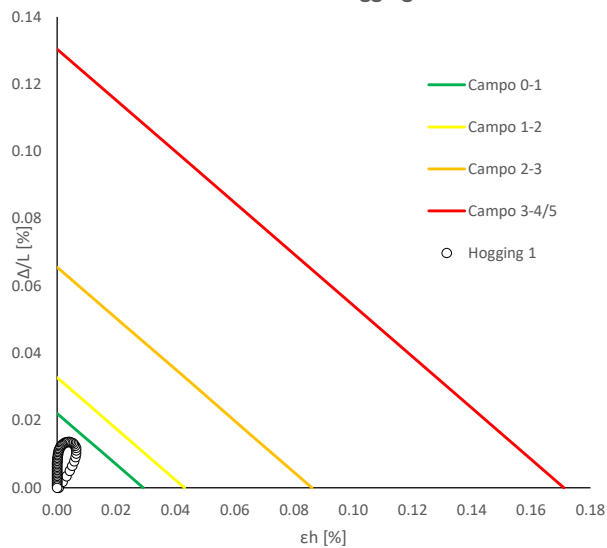
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



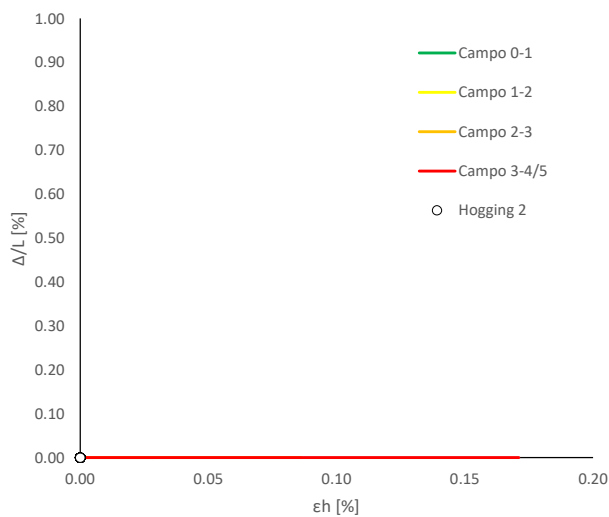
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



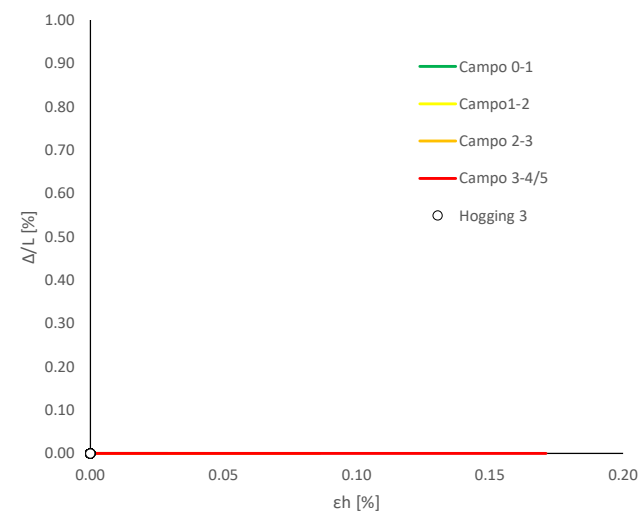
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



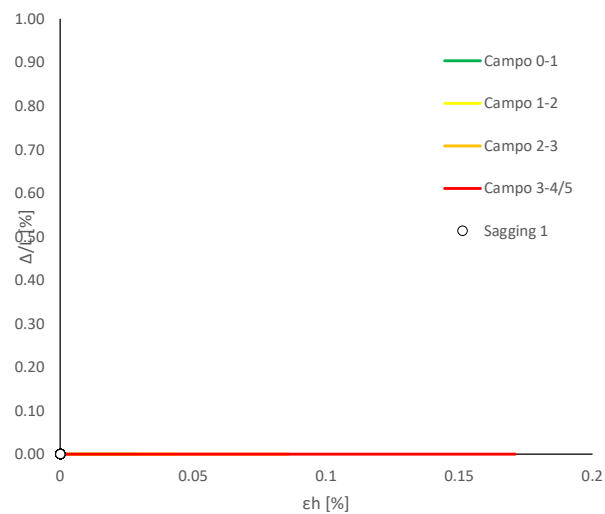
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



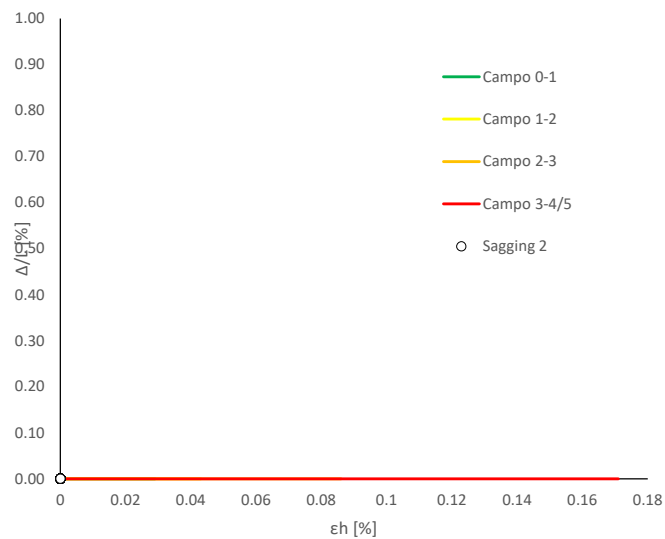
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



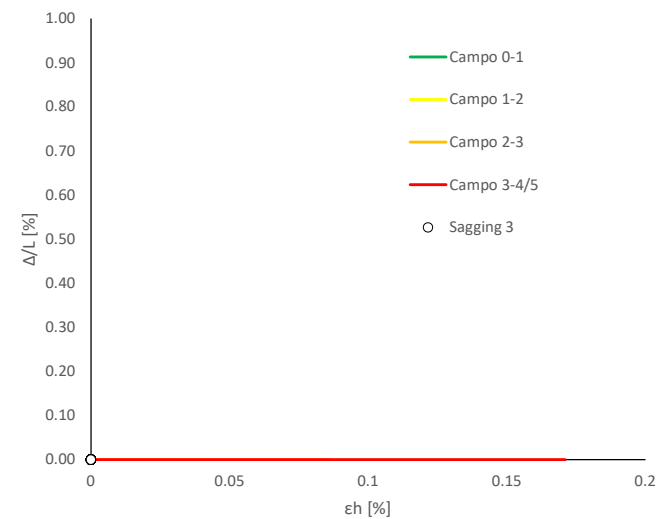
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



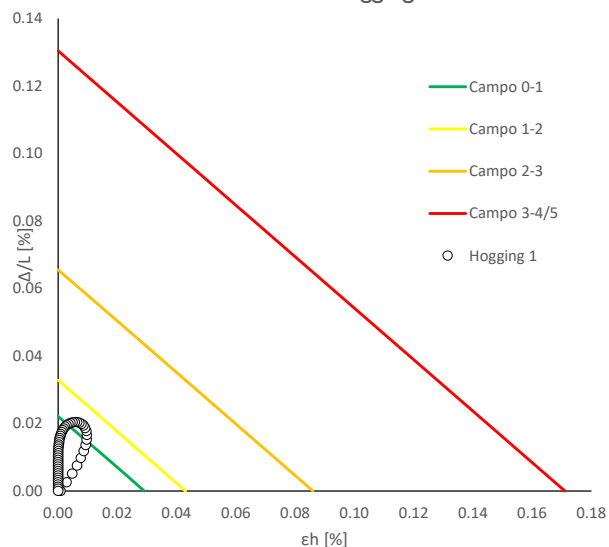
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



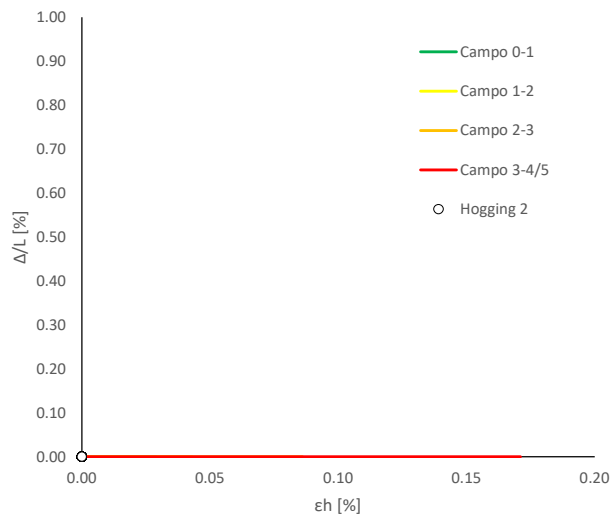
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



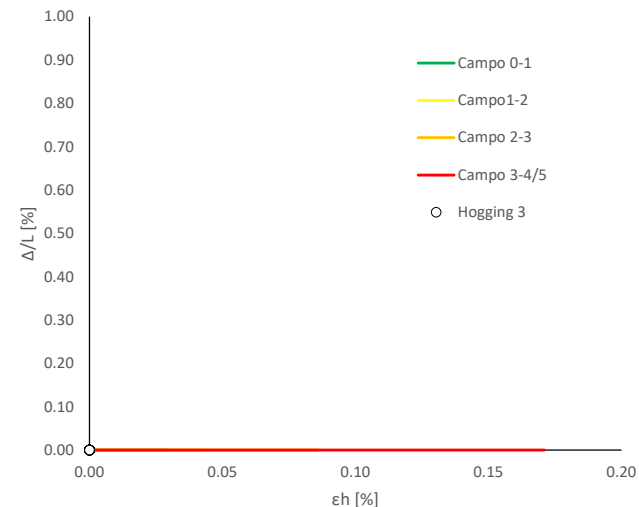
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



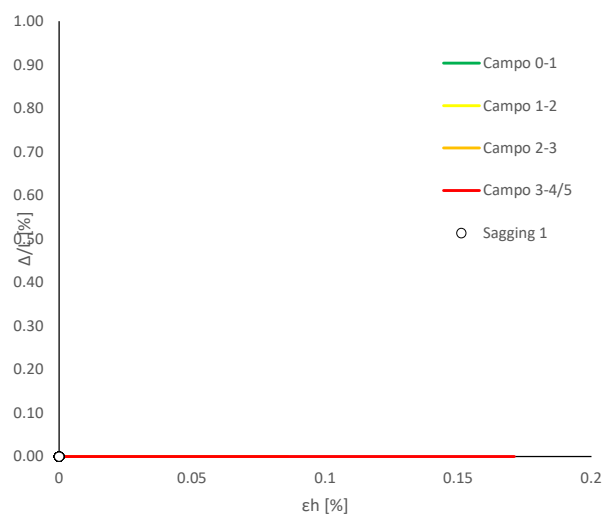
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



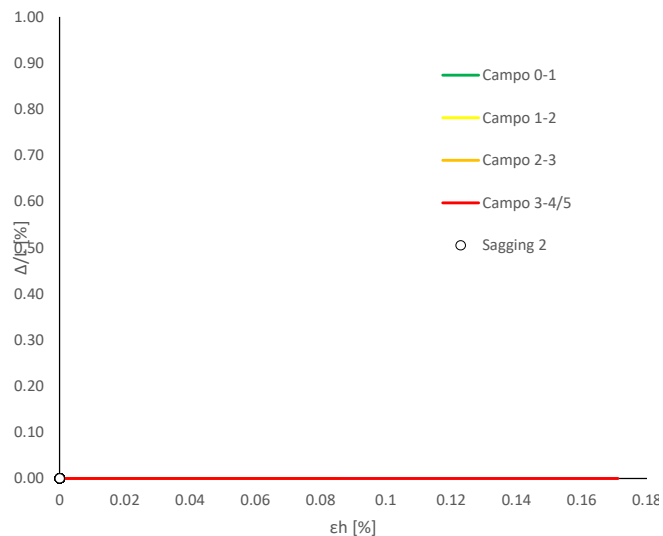
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



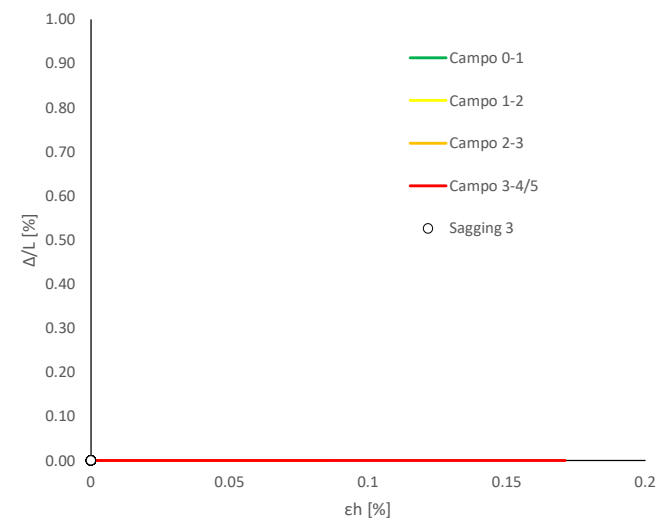
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E8 All\_1"

**Dati Edificio**

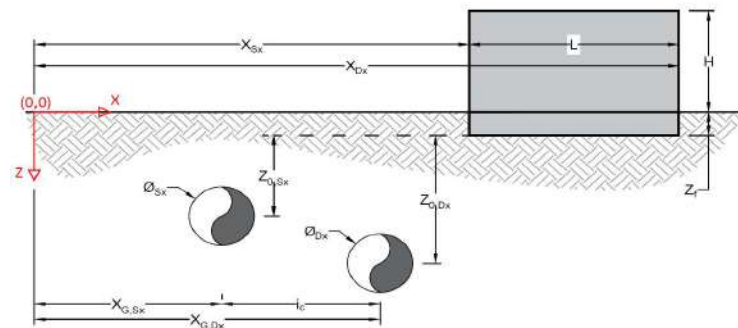
L [m]	11.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	60.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	71.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

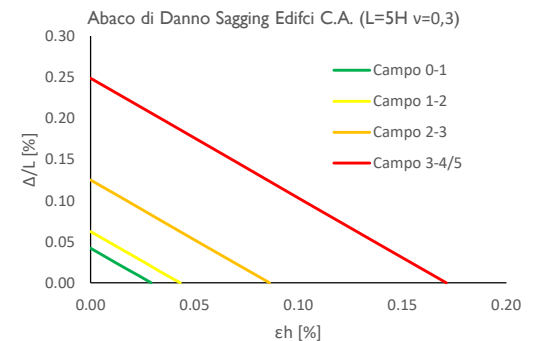
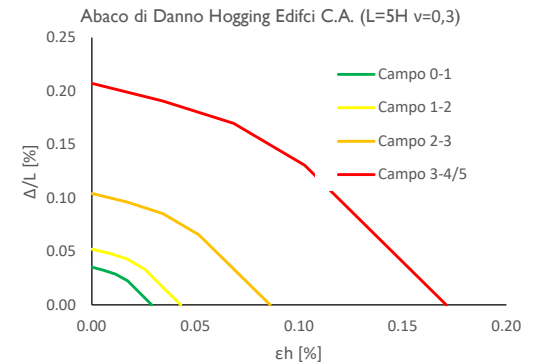
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

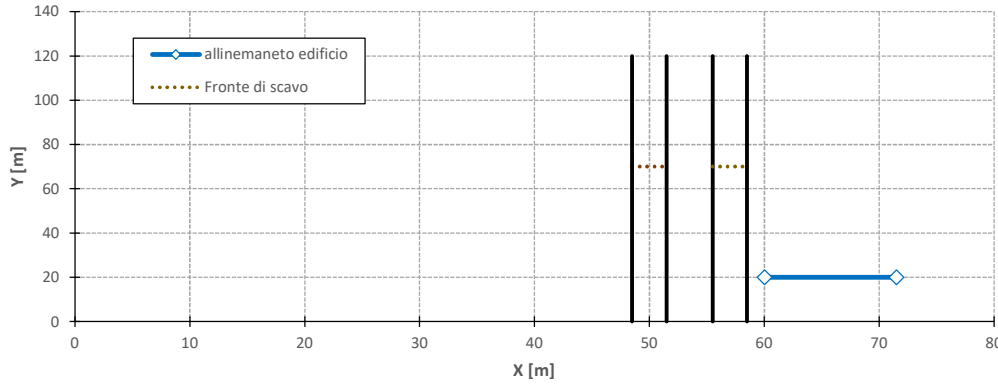
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

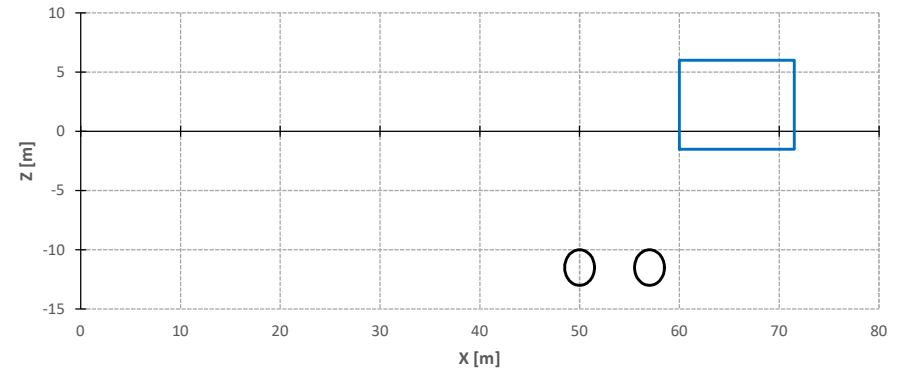
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	11.5	11.5	11.5
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



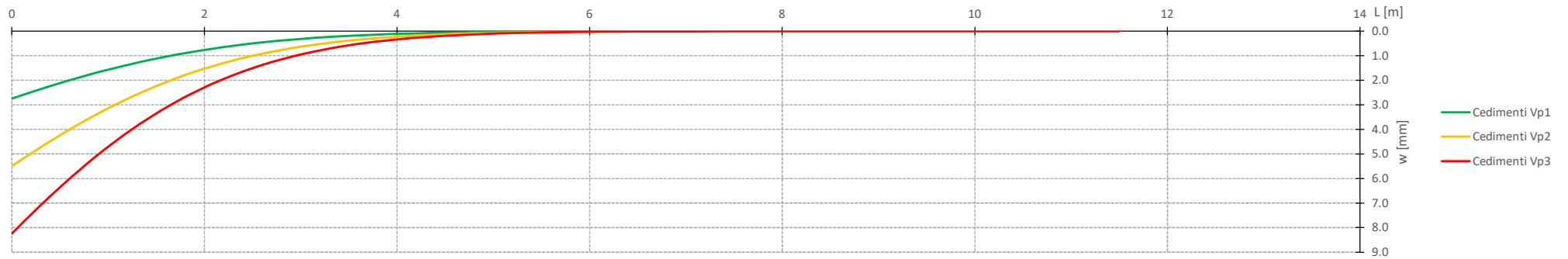
Vista in pianta



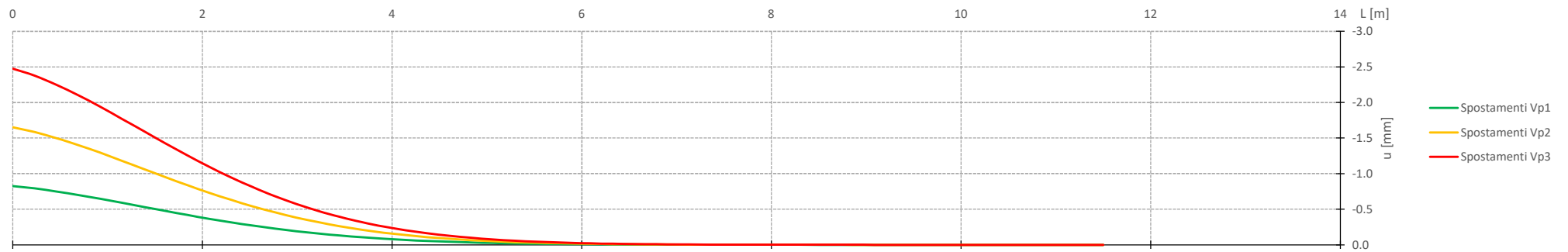
Vista in sezione

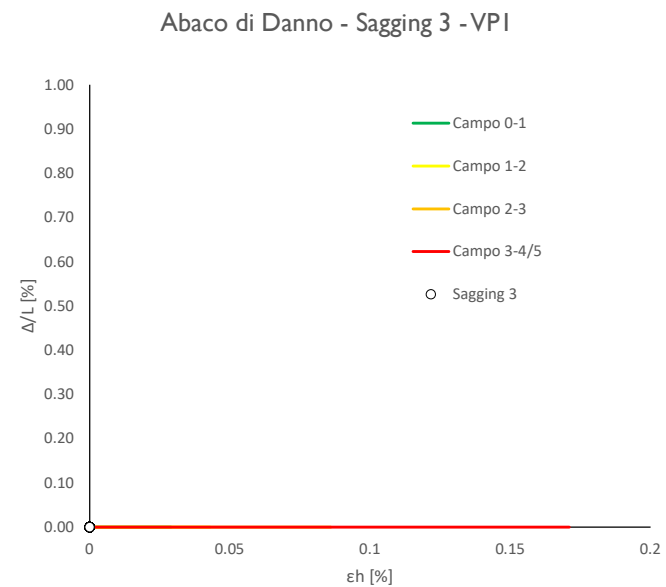
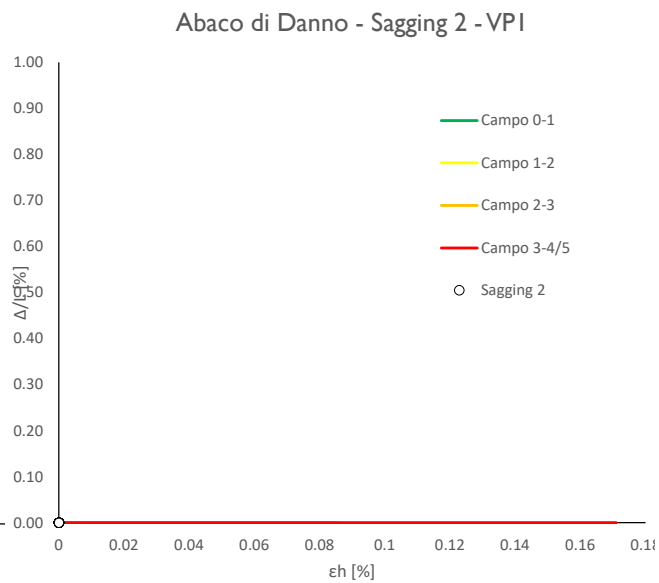
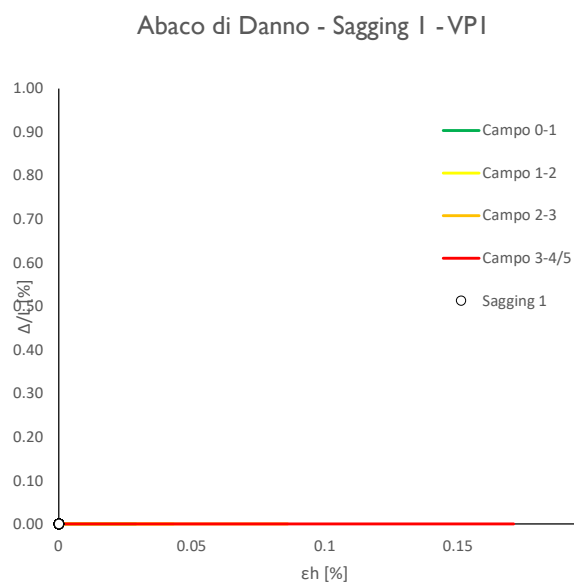
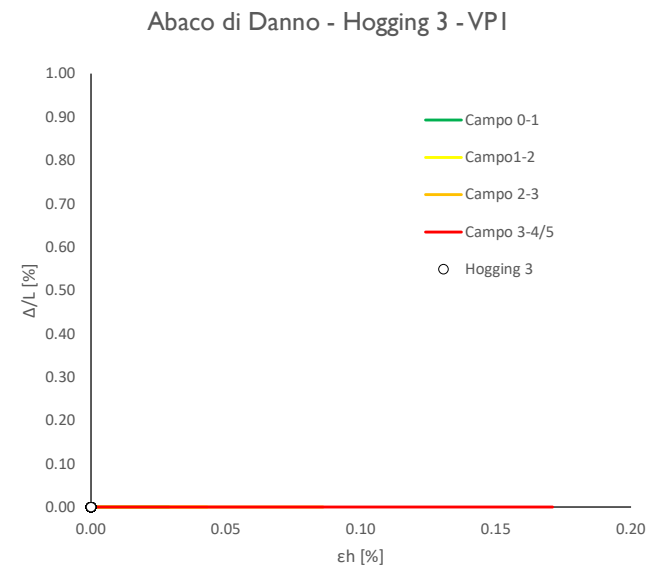
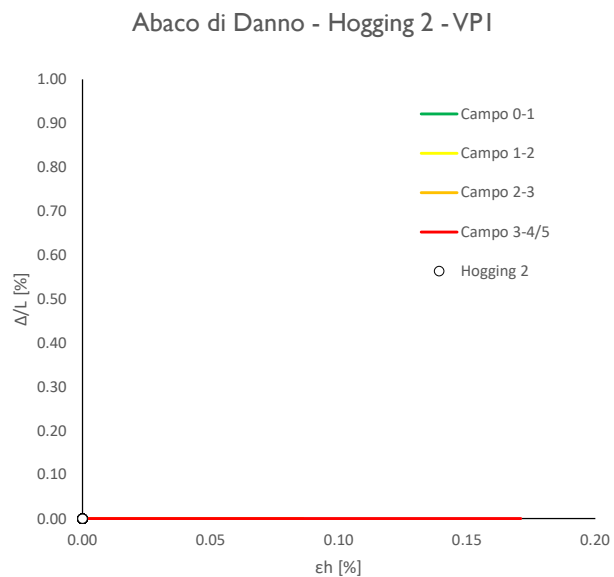
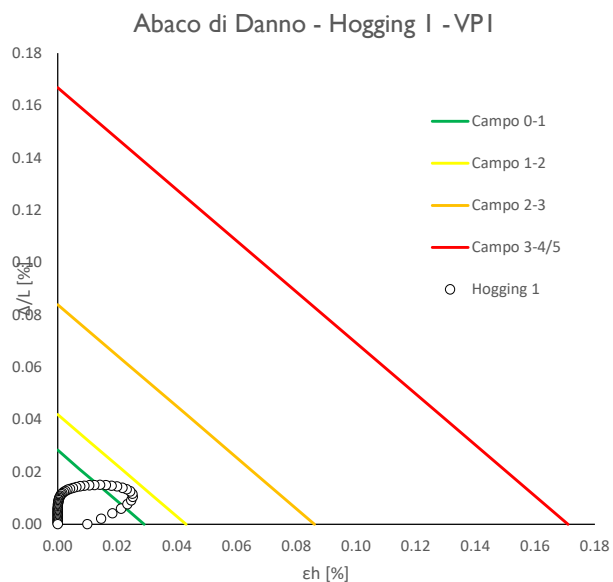


Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato

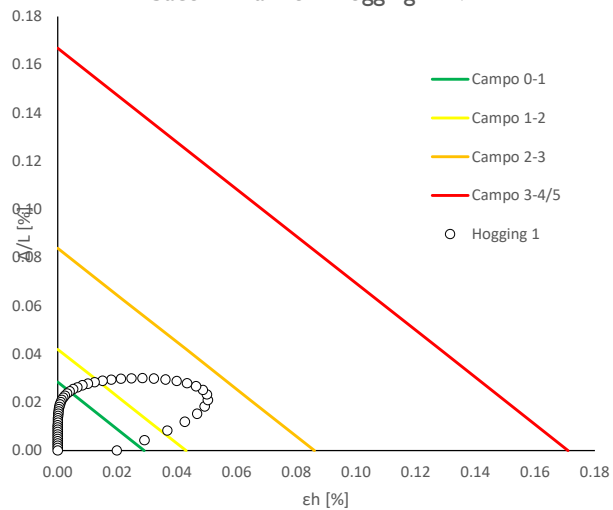


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato

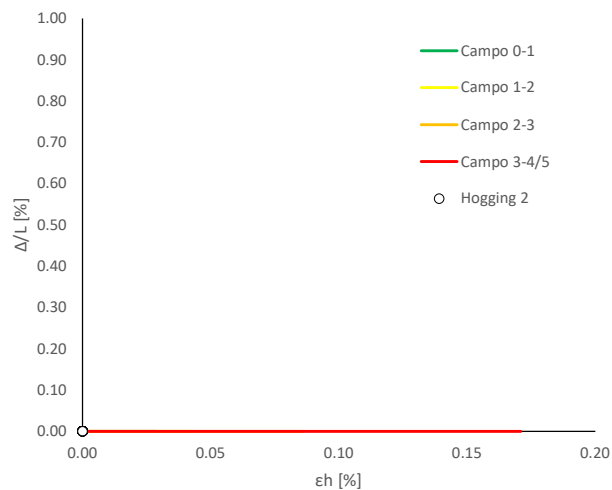




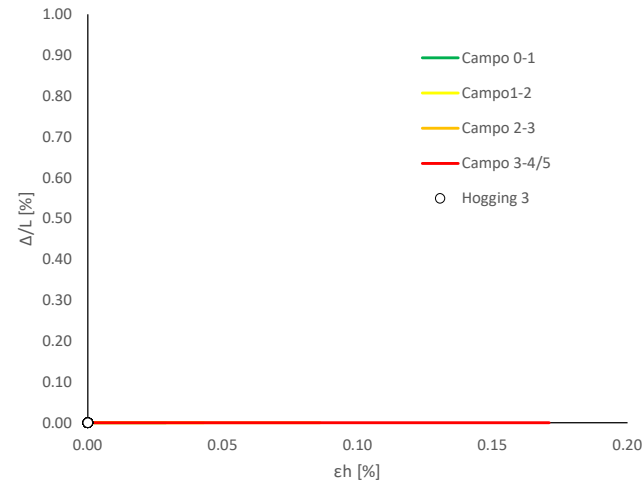
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



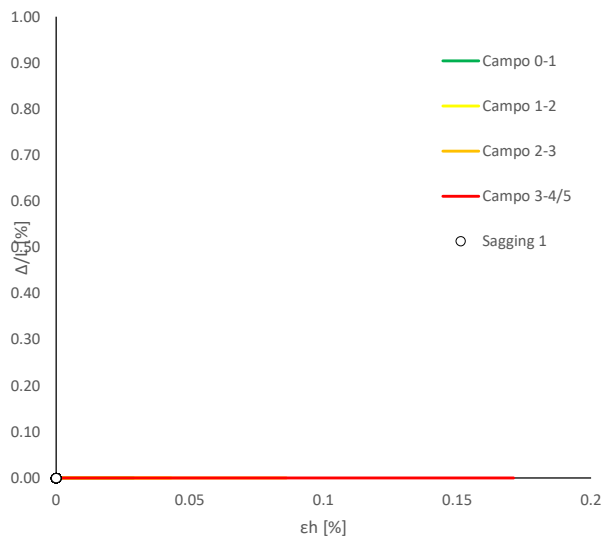
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



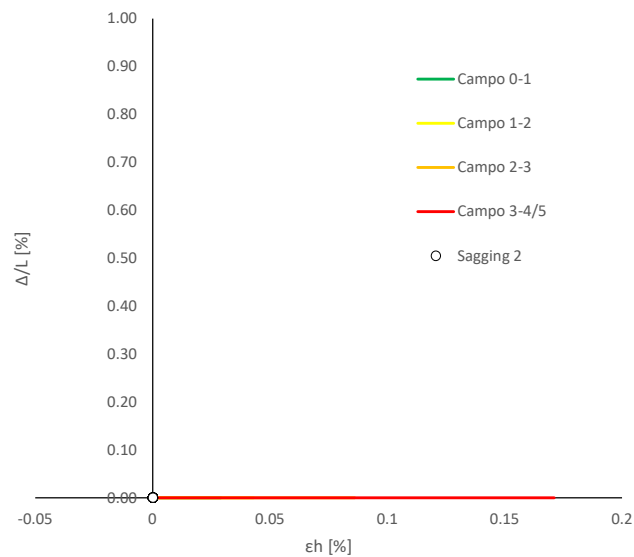
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



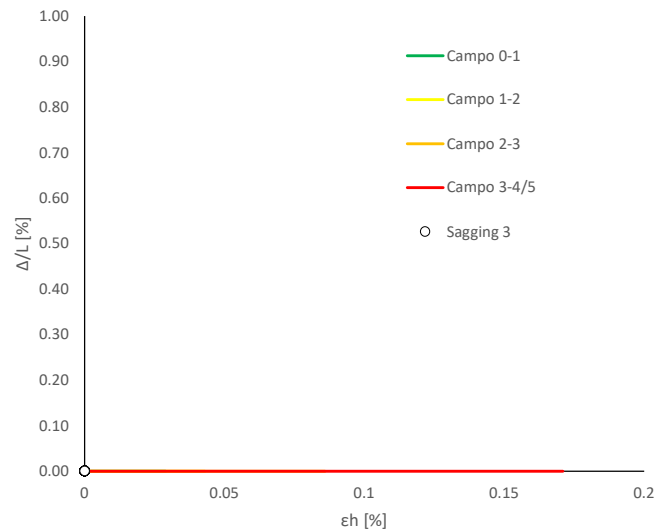
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



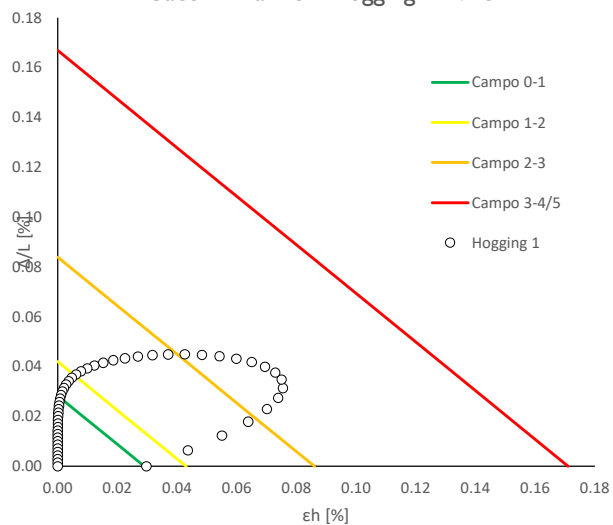
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



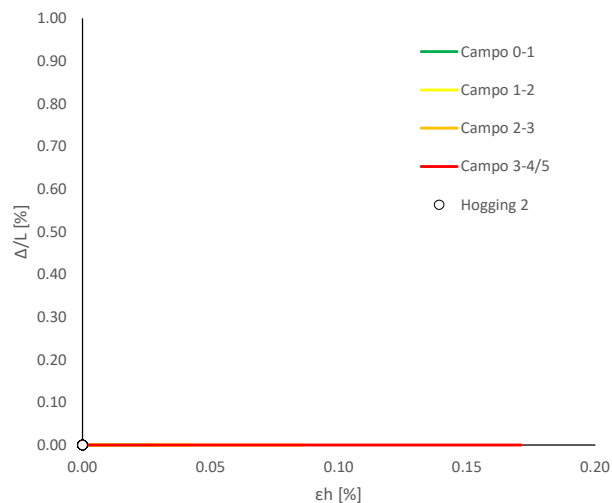
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



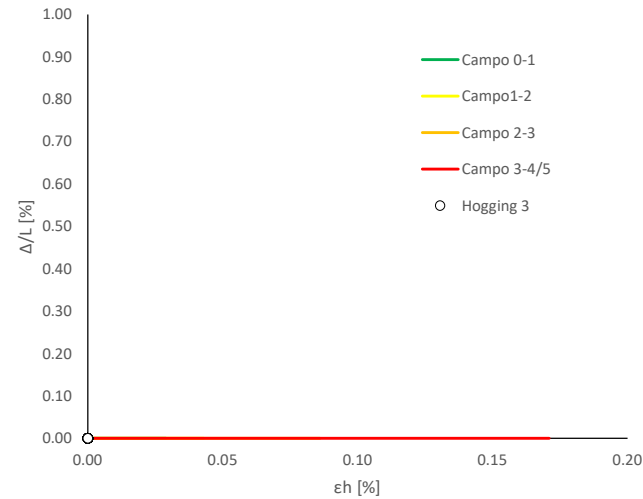
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



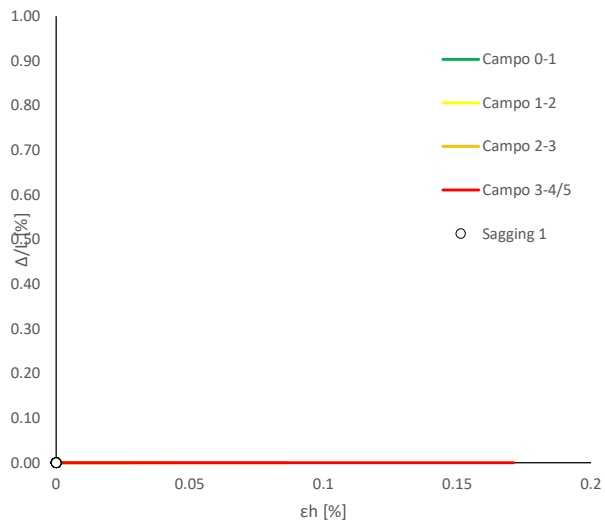
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



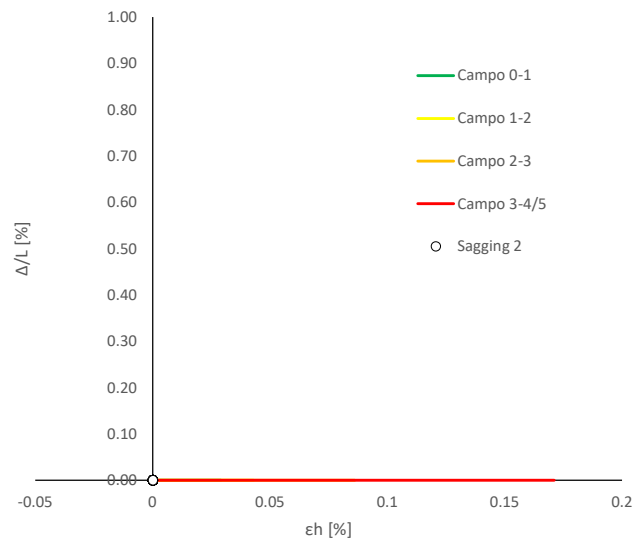
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



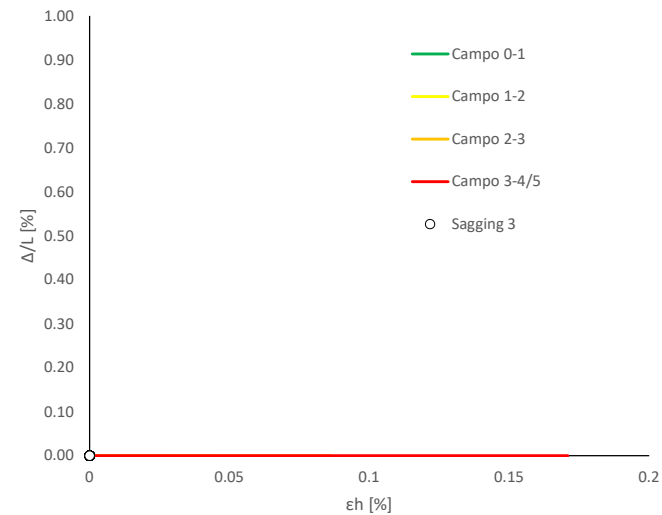
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3





Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E8 All\_1" Interazione T/S

**Dati Edificio**

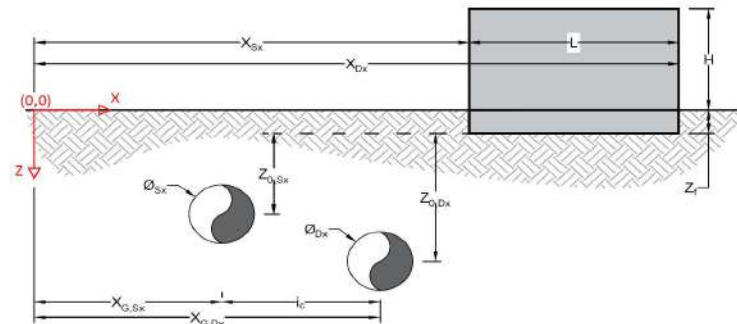
L [m]	11.5	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	60.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	71.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.7	5.5	8.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	2.7	5.5	8.2

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

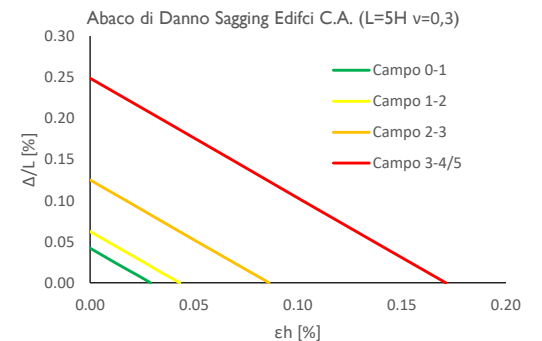
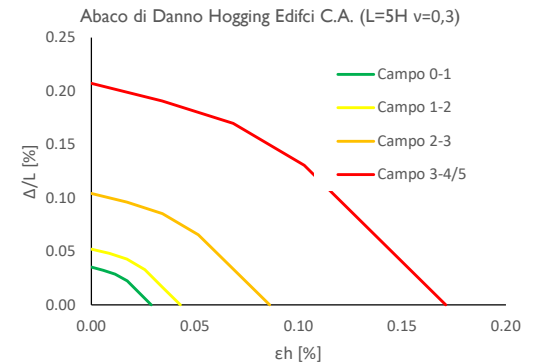
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

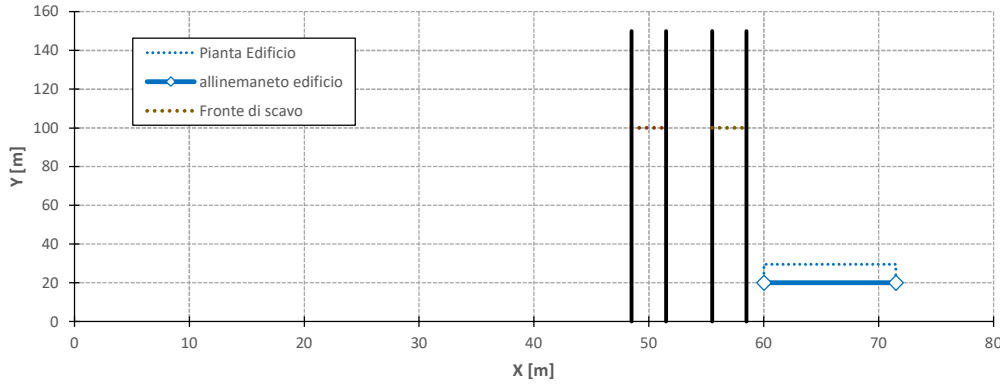
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

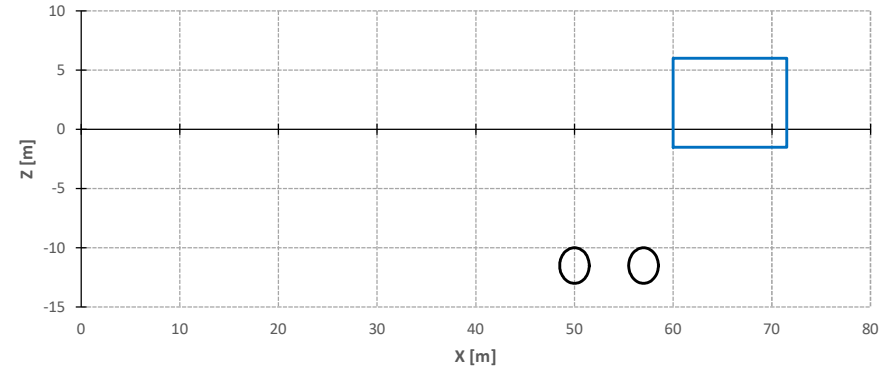
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	11.5	11.5	11.5
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



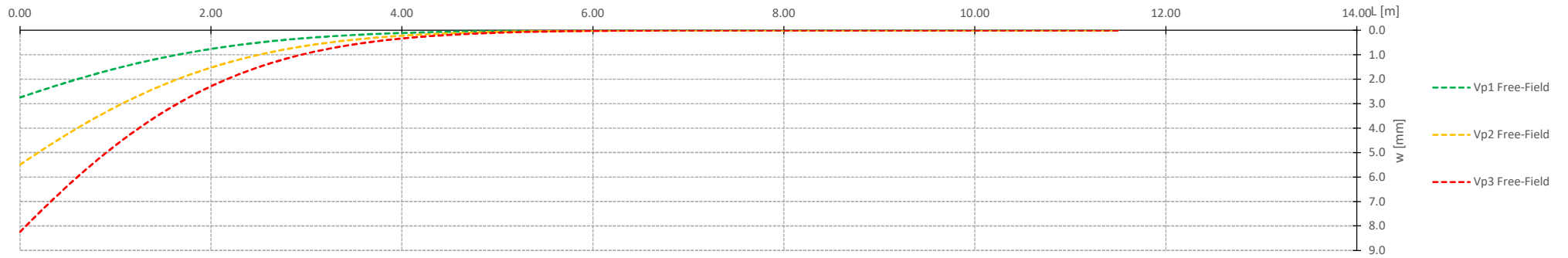
Vista in pianta



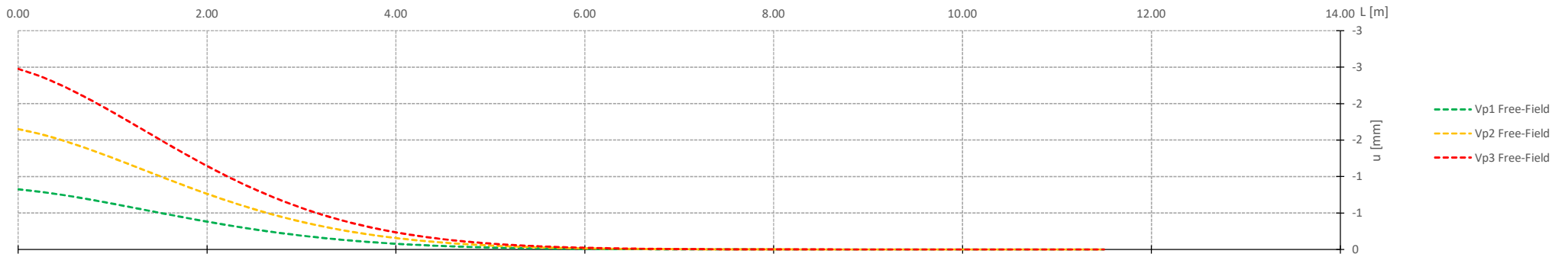
Vista in sezione



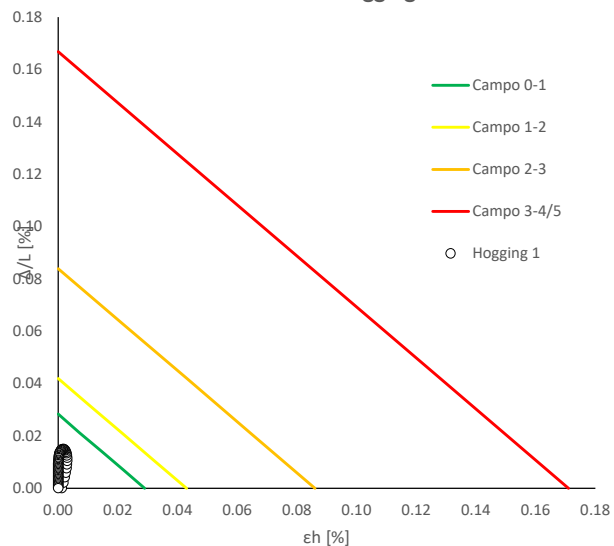
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



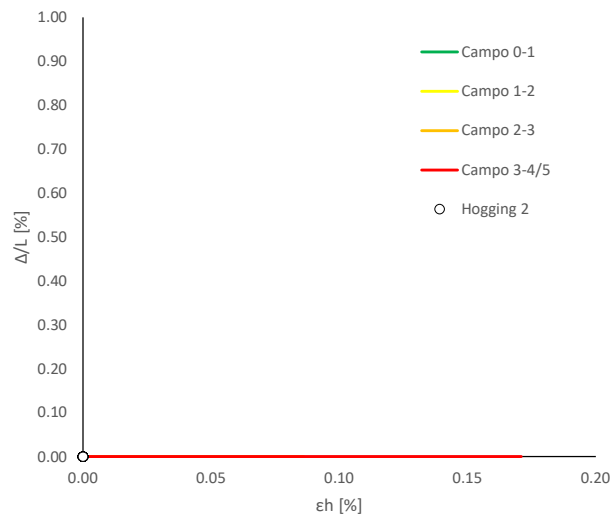
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



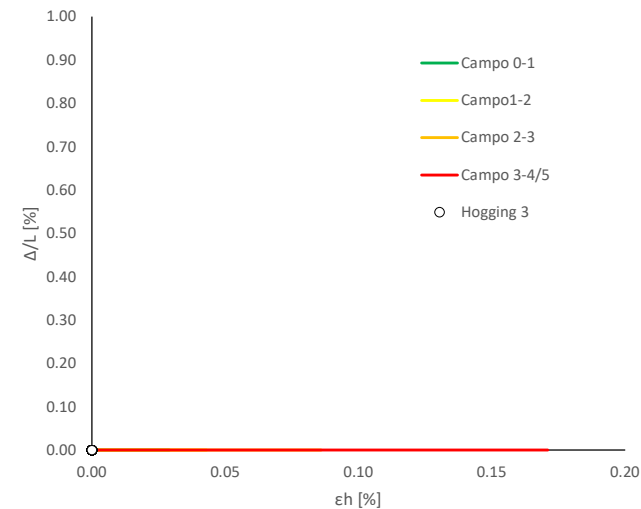
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



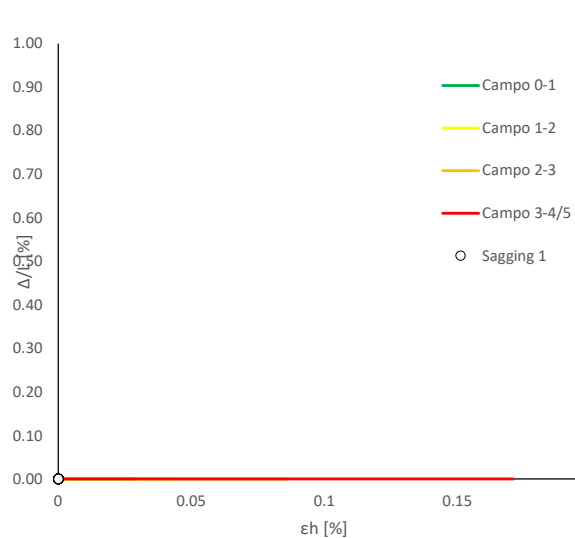
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



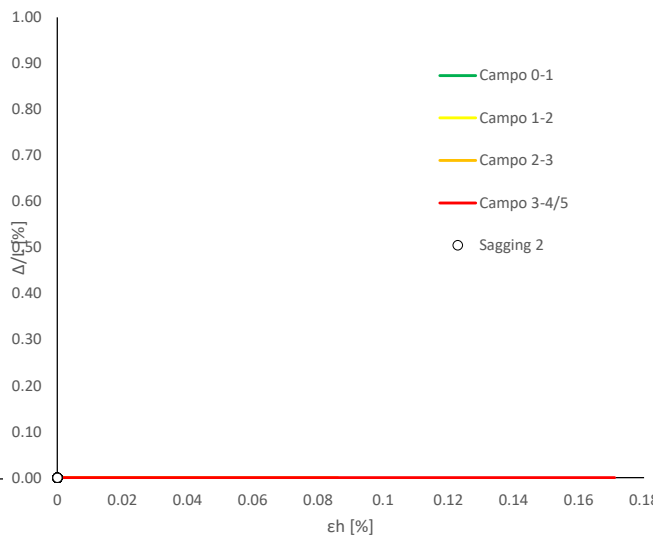
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



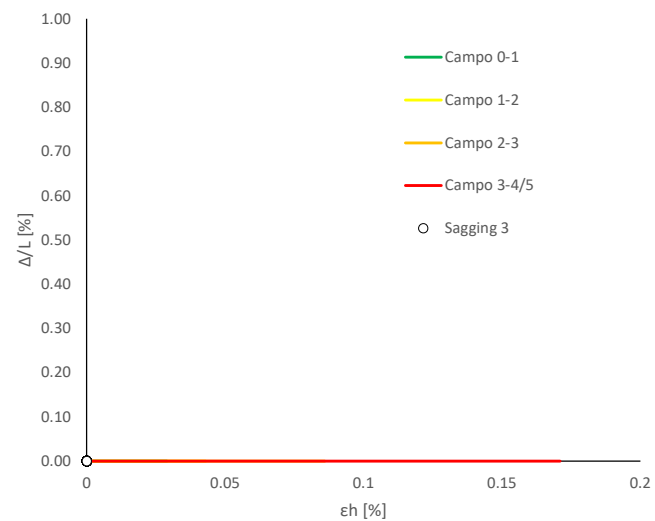
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



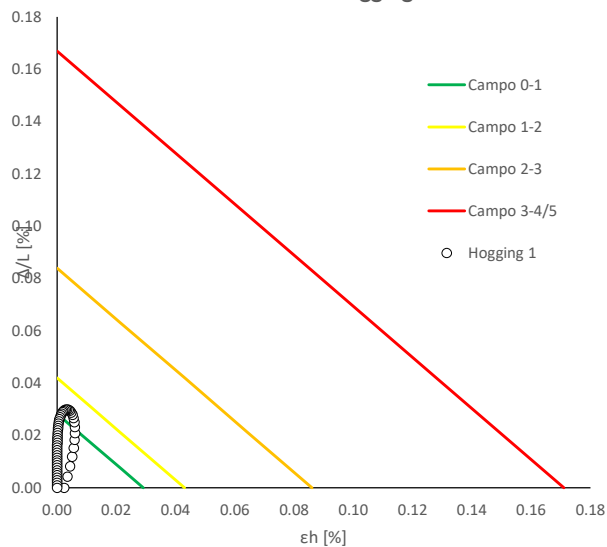
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



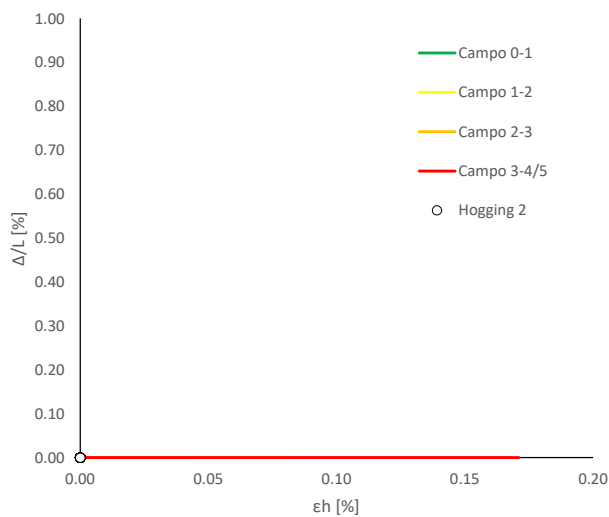
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



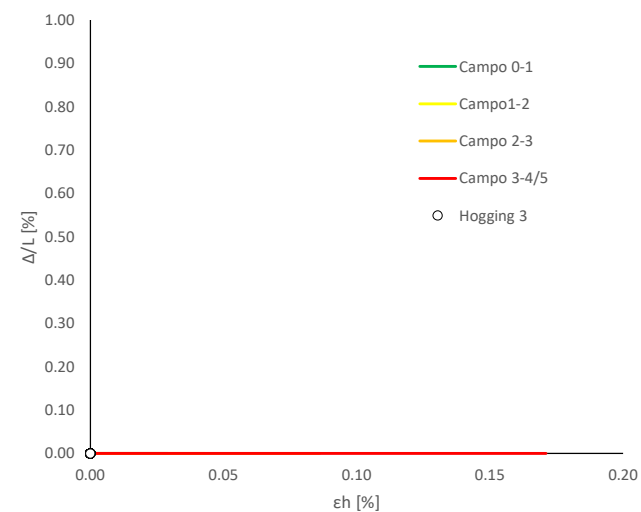
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



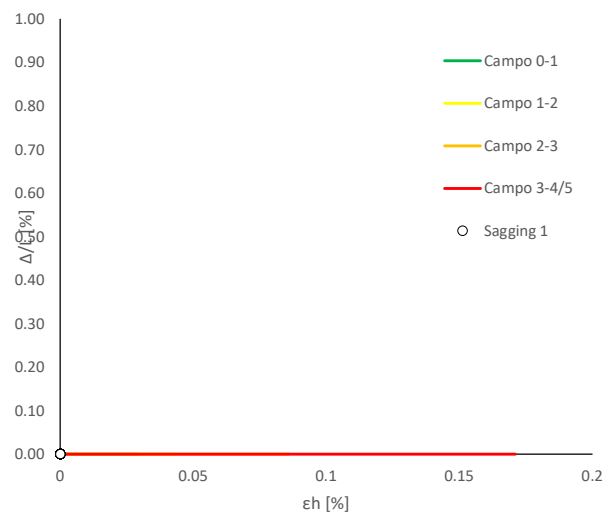
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



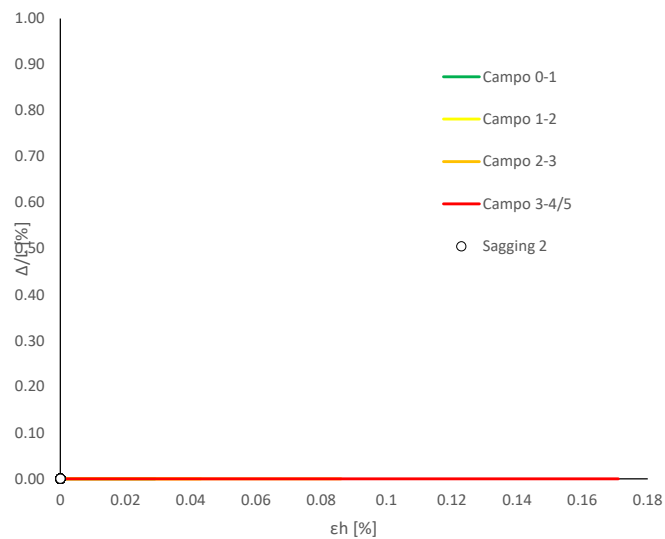
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



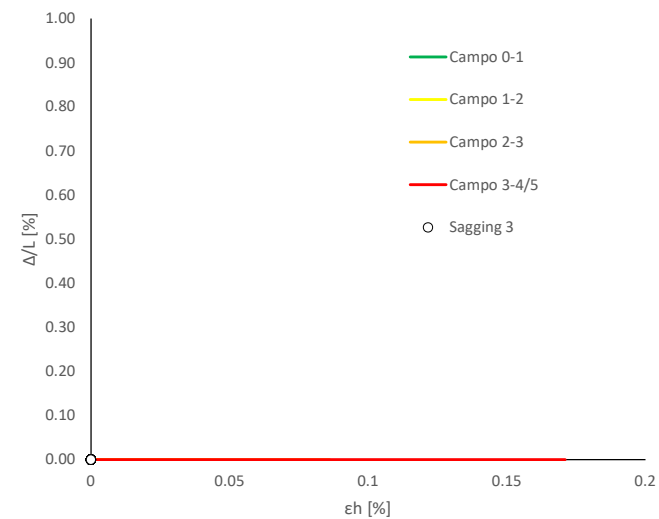
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



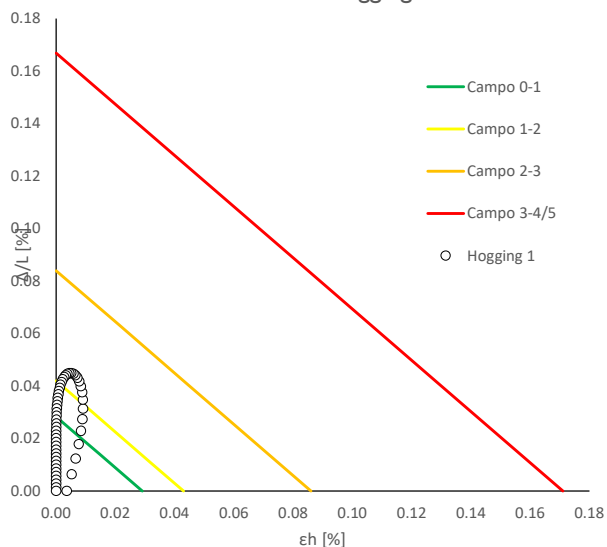
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



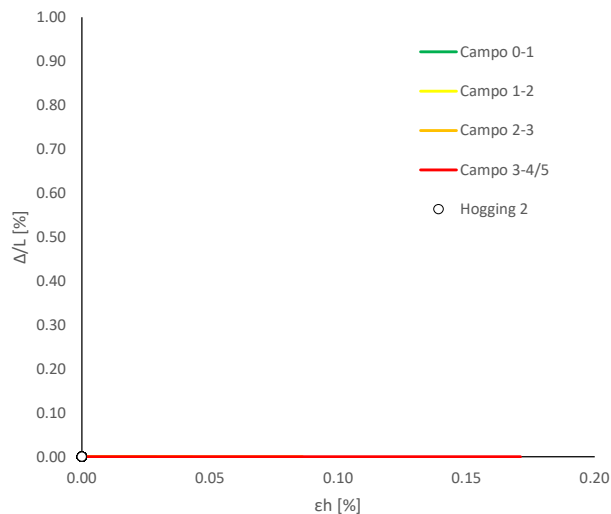
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



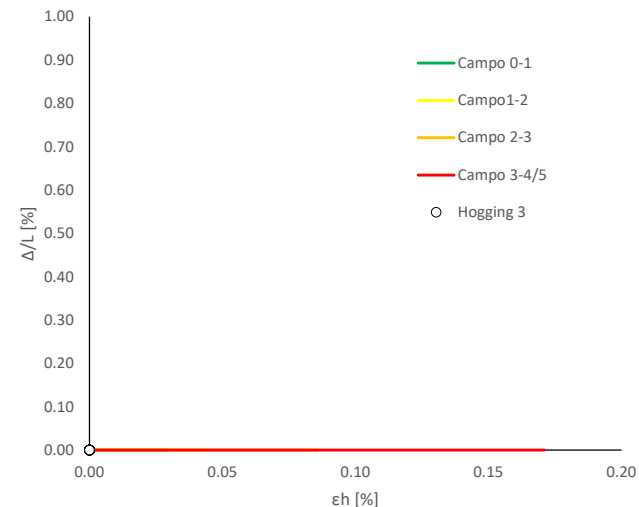
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



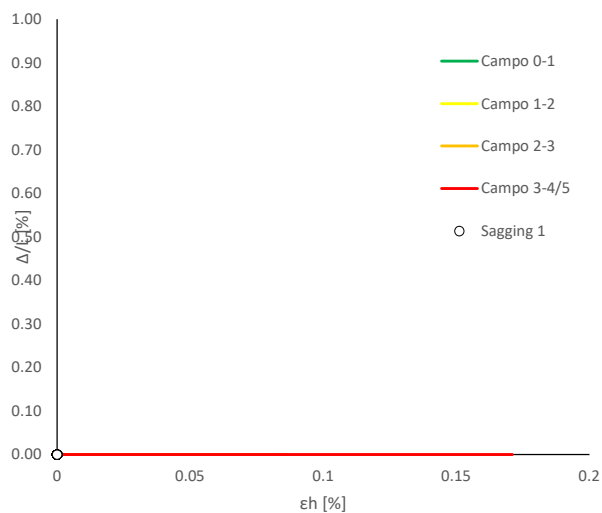
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



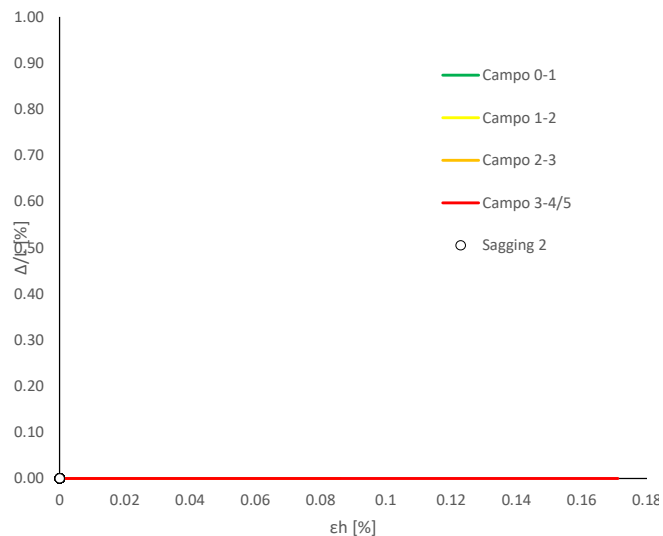
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



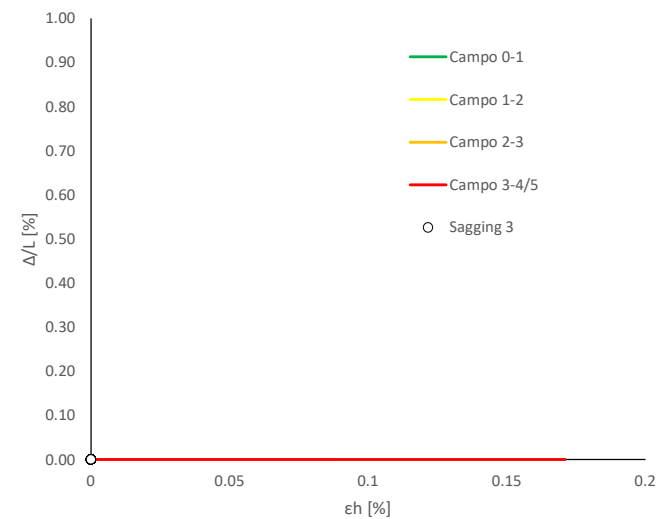
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E8 All\_1"

**Dati Edificio**

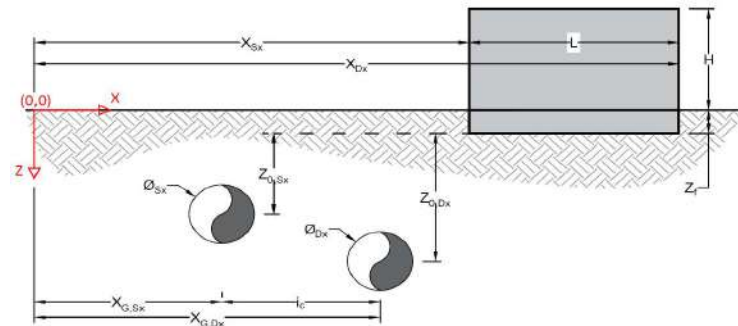
L [m]	11.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	60.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	71.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p3</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.4	4.9	7.3
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	2.5	5.0	7.5

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

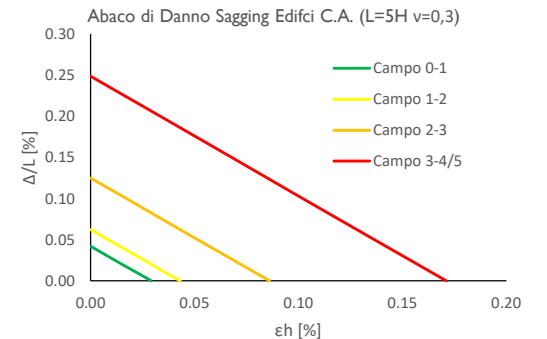
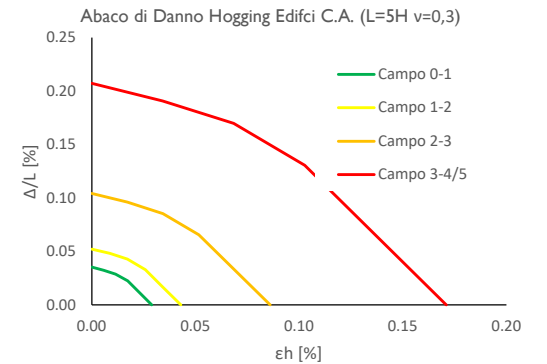
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.4	4.9	7.3
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	2.5	5.0	7.5

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

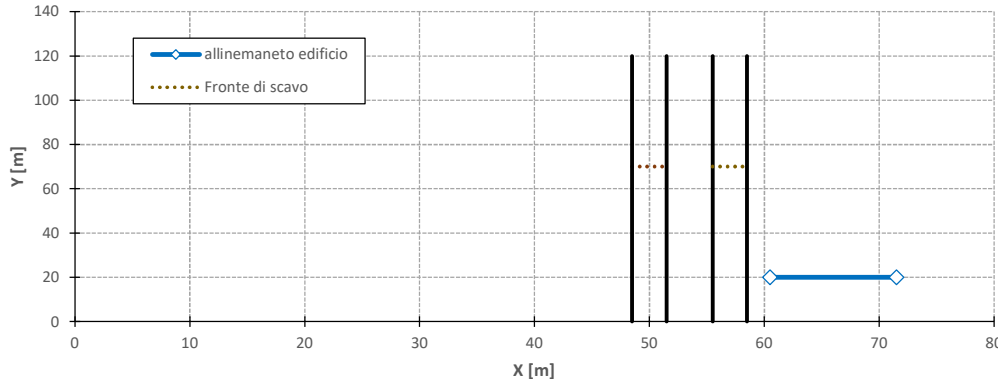
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

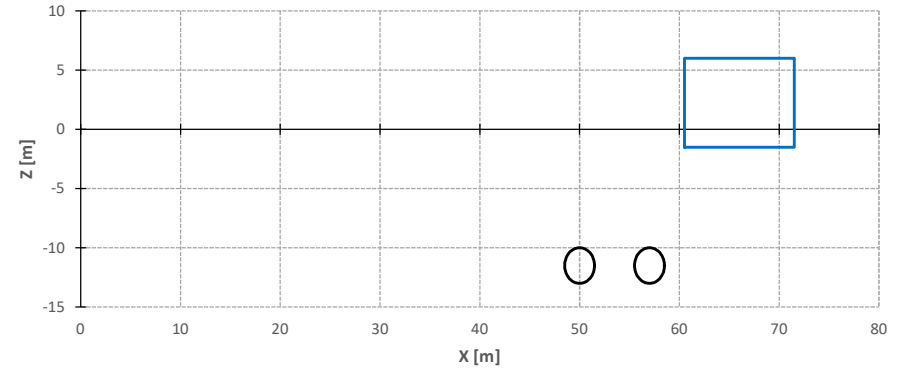
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	11.0	11.0	11.0
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



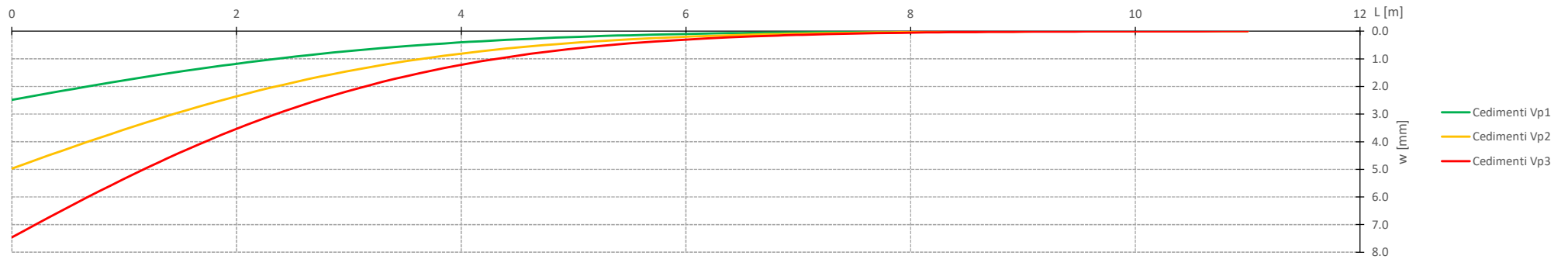
Vista in pianta



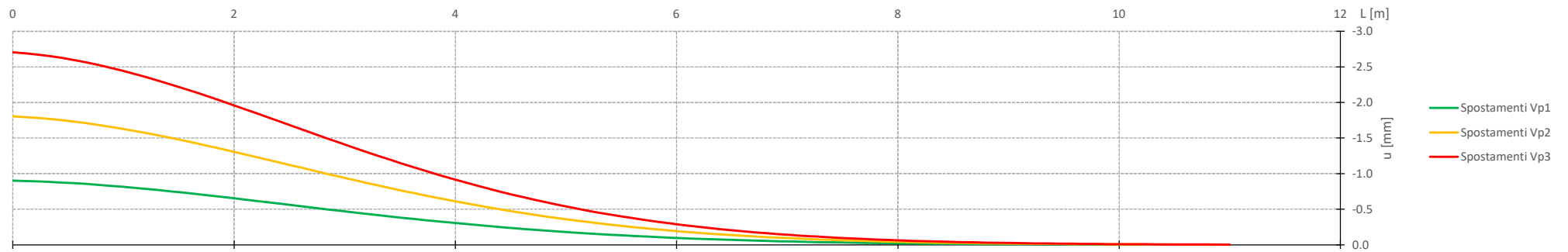
Vista in sezione



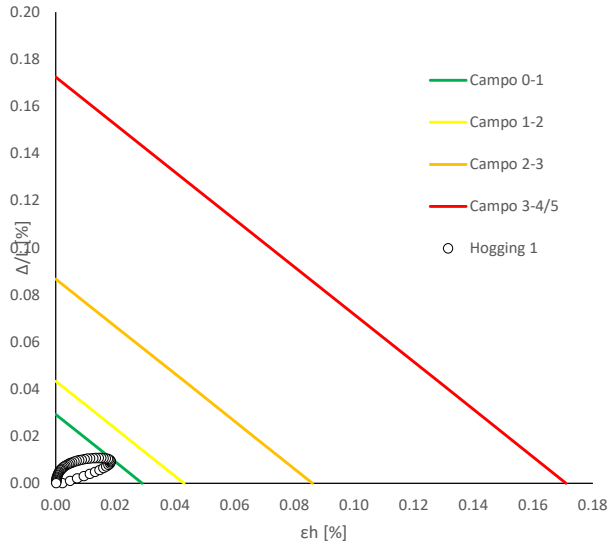
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



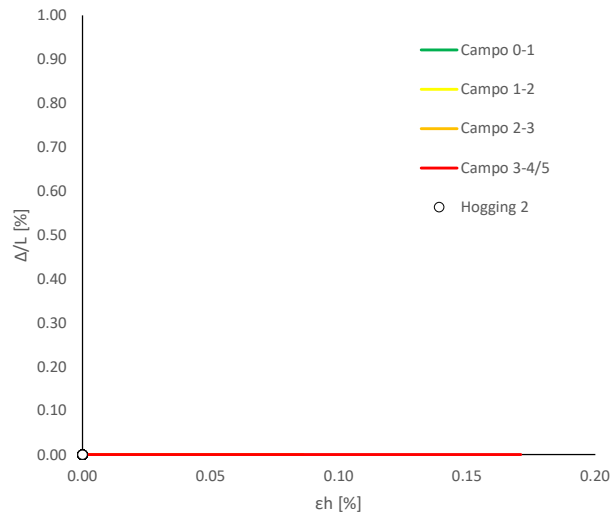
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



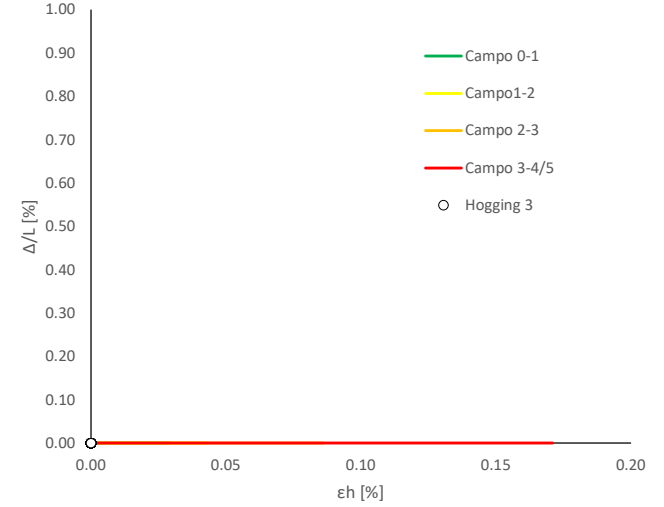
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



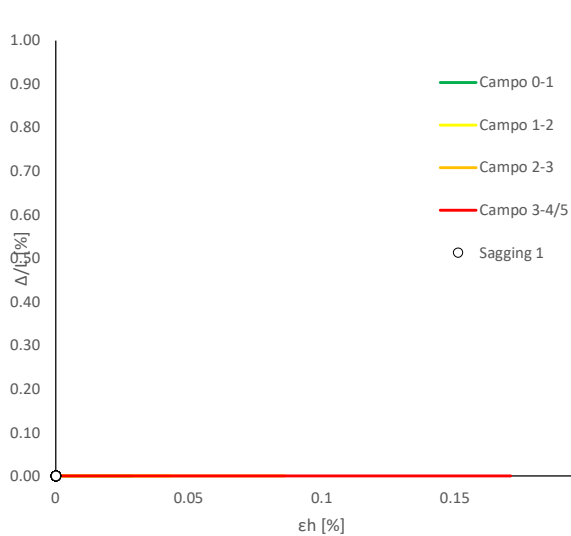
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



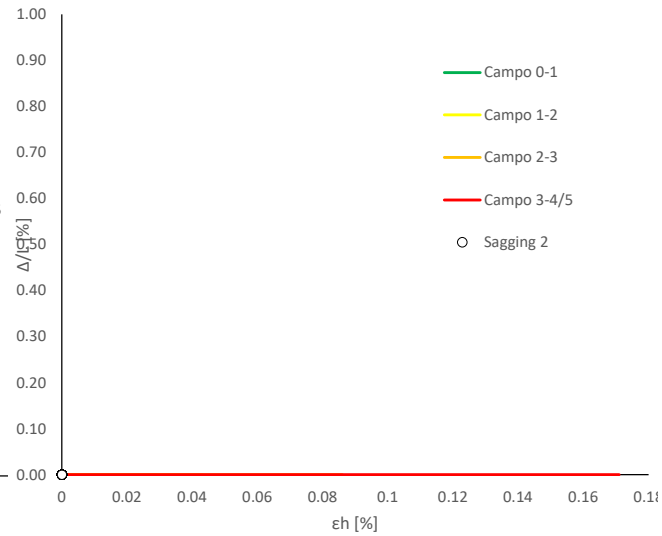
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



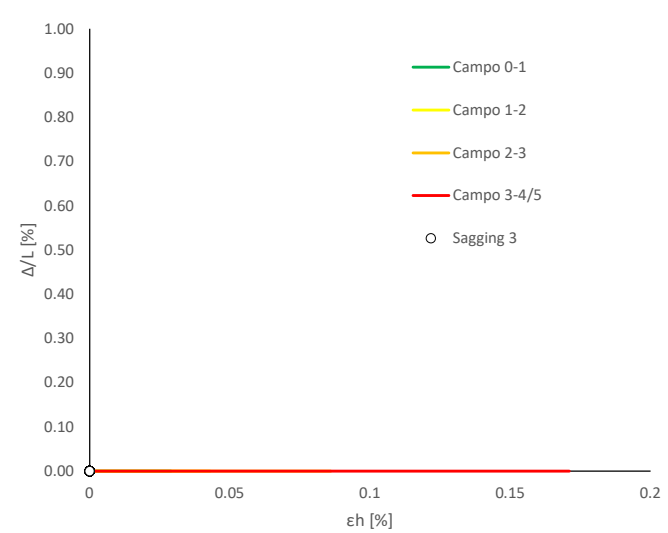
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI

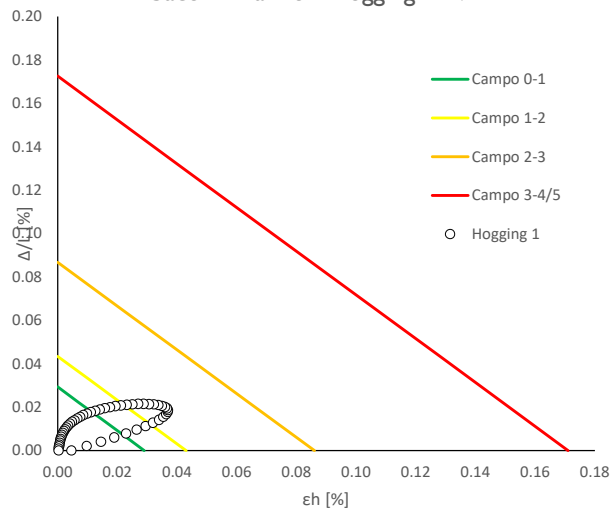


Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI

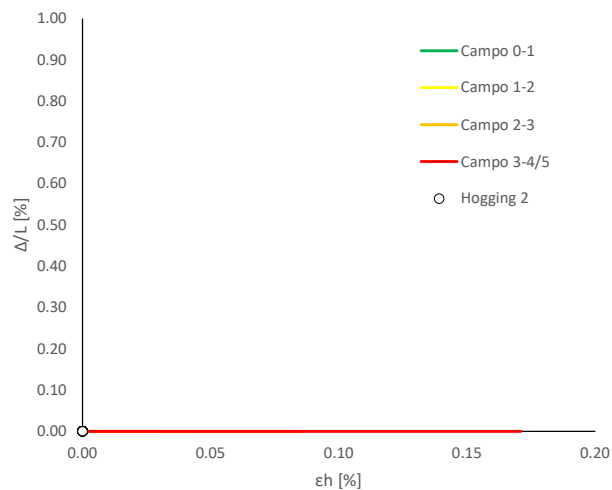




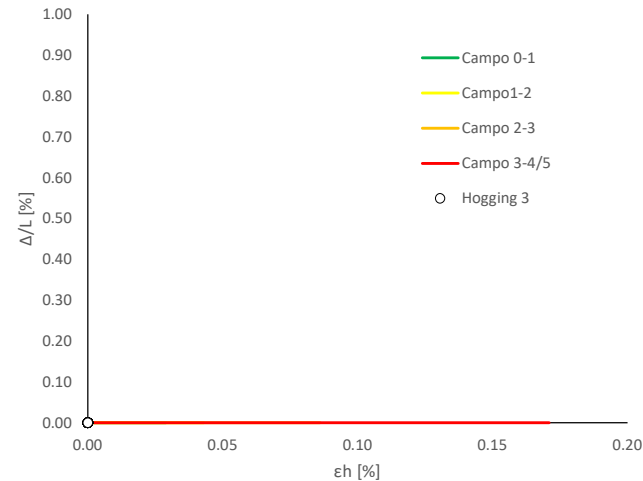
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



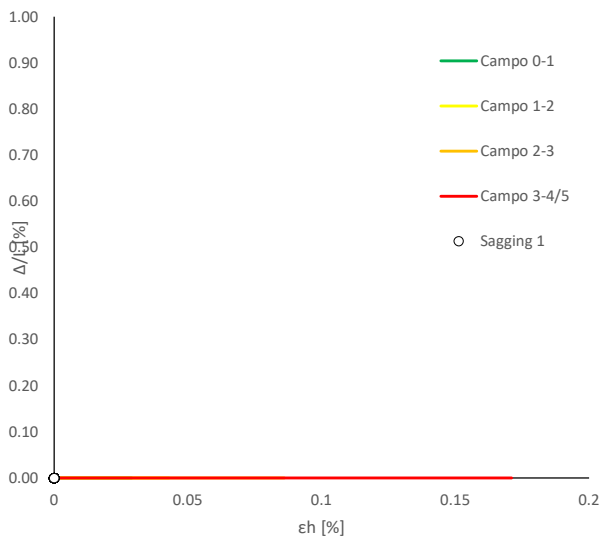
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



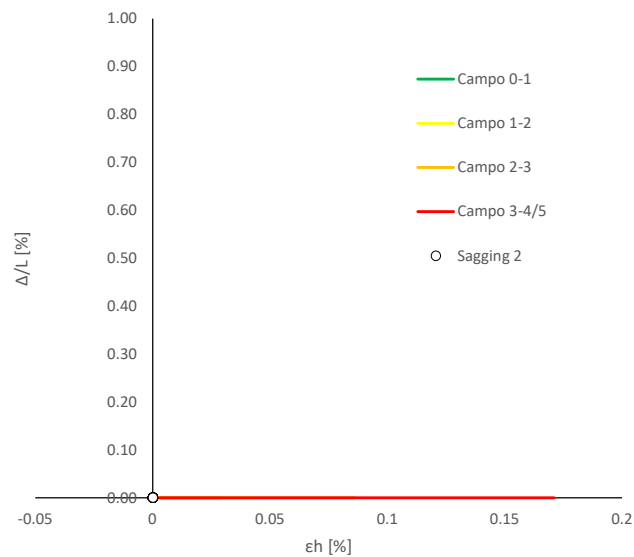
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



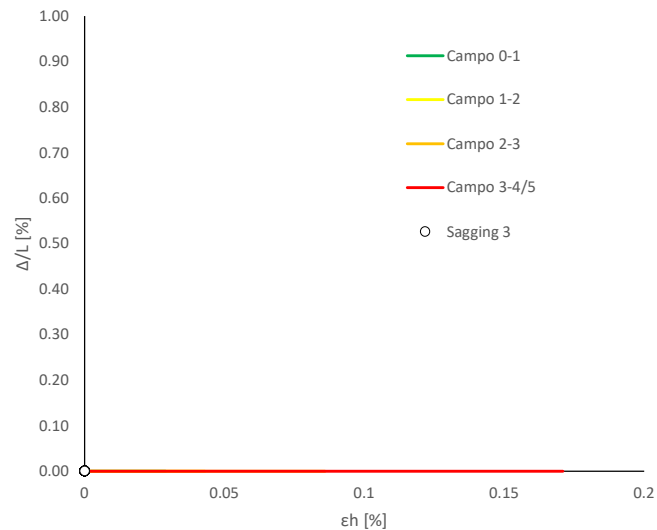
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



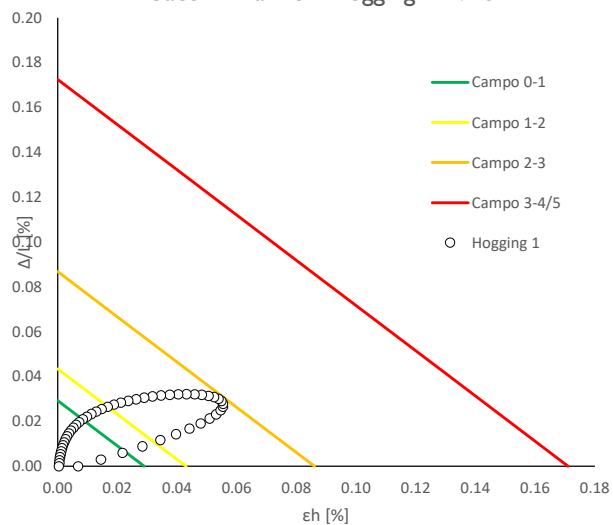
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



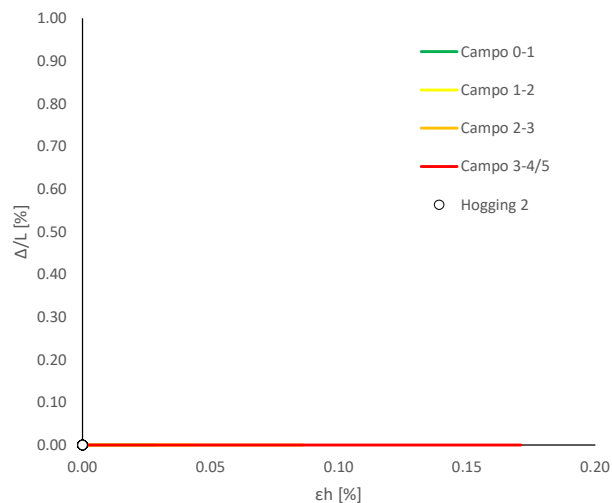
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



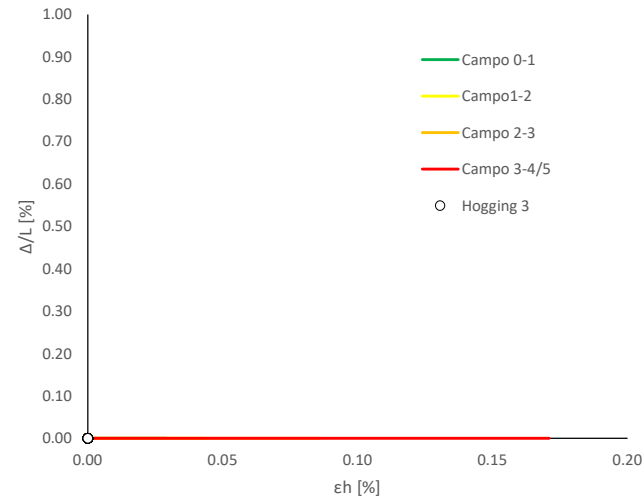
Abaco di Danno - Hogging I - VP3



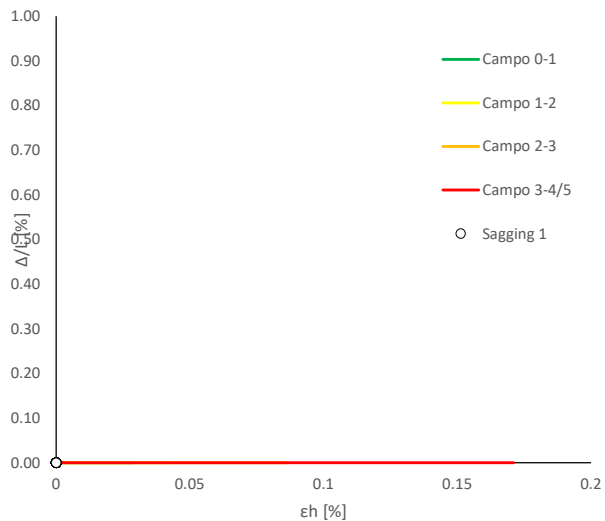
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



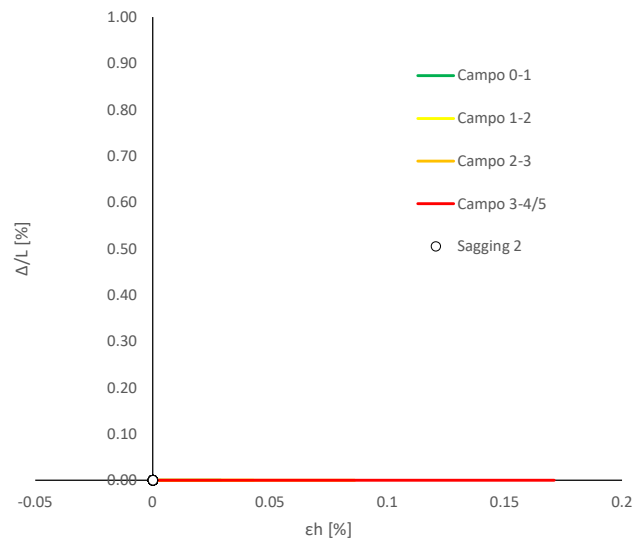
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



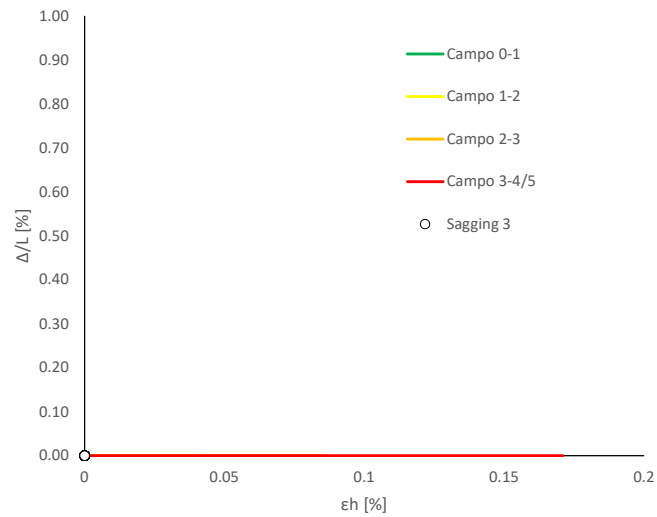
Abaco di Danno - Sagging I - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza PSV\_E8 All\_1" Interazione T/S

**Dati Edificio**

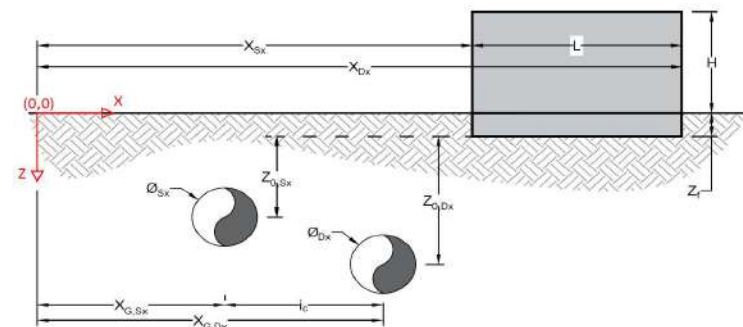
L [m]	11.0	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	10.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	60.5	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	71.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.4	4.9	7.3
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	2.5	5.0	7.5

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.4	4.9	7.3
Galleria Dx	0.0	0.1	0.1
Doppia Galleria	2.5	5.0	7.5

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

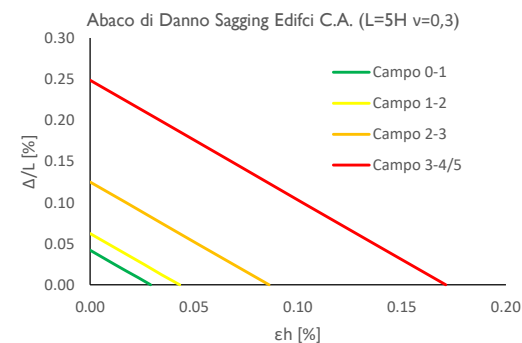
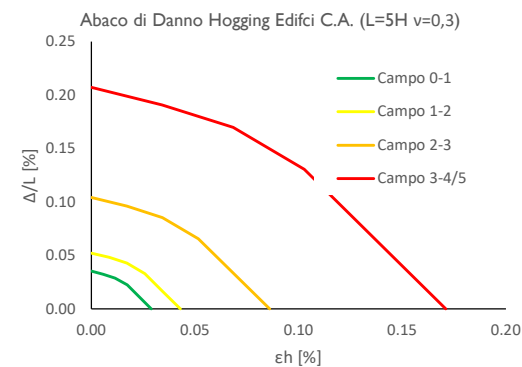
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

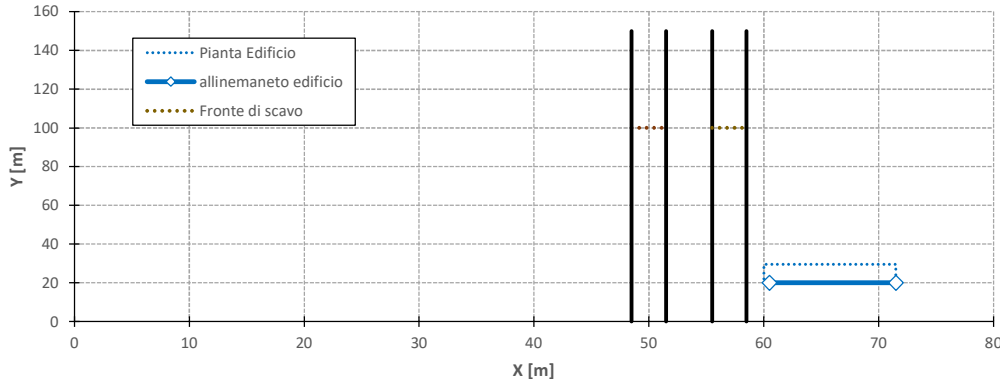
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

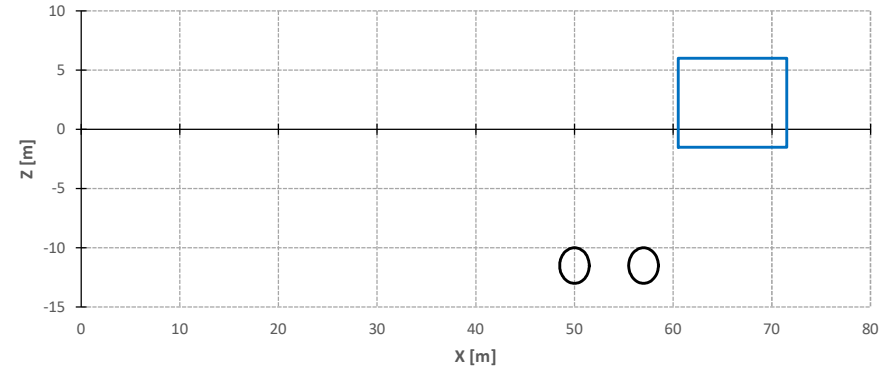
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	11.0	11.0	11.0
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



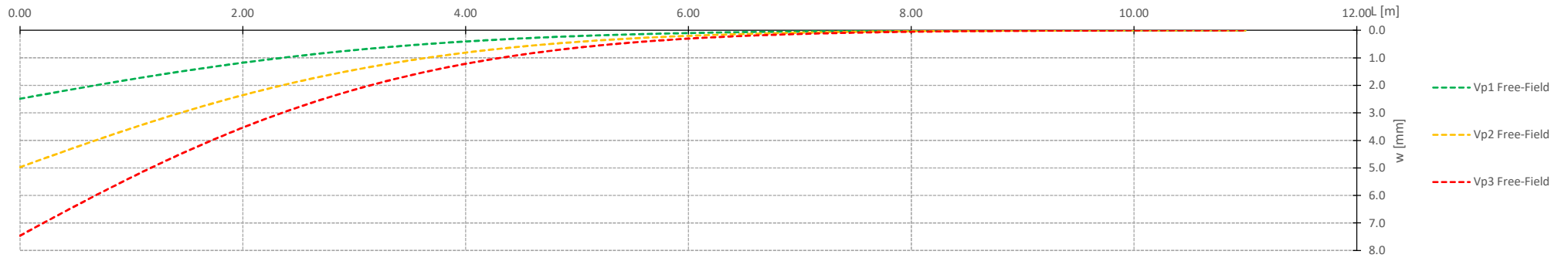
Vista in pianta



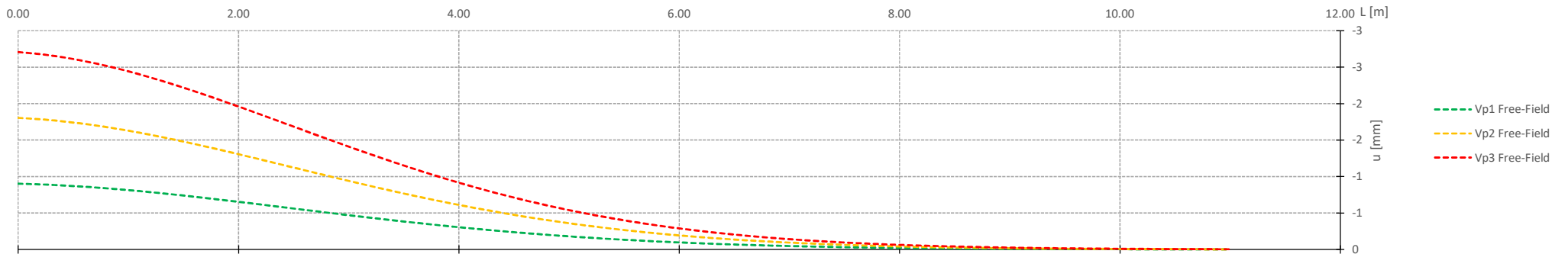
Vista in sezione



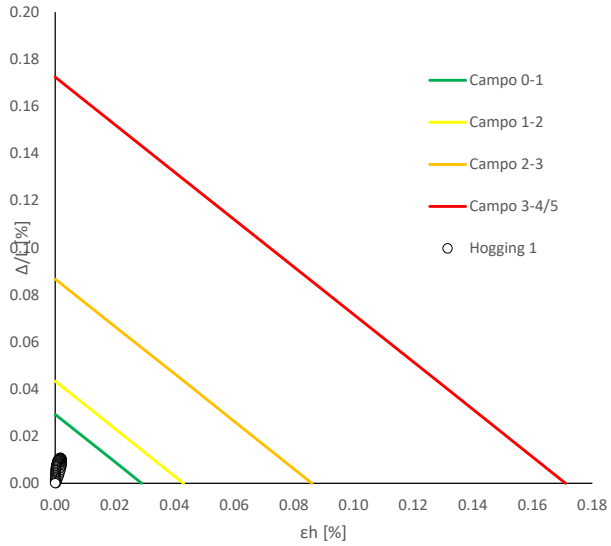
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



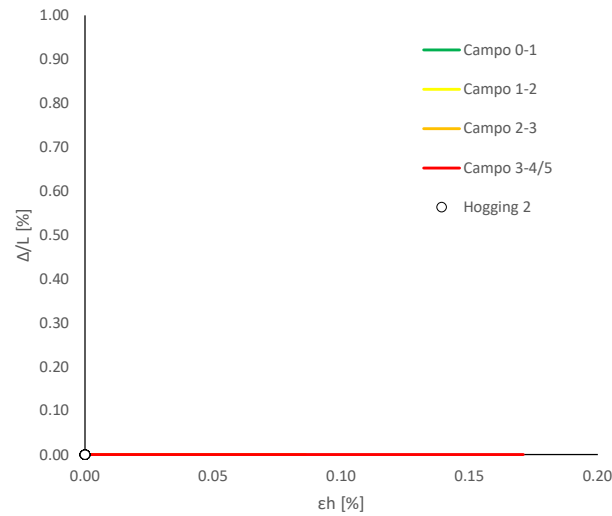
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



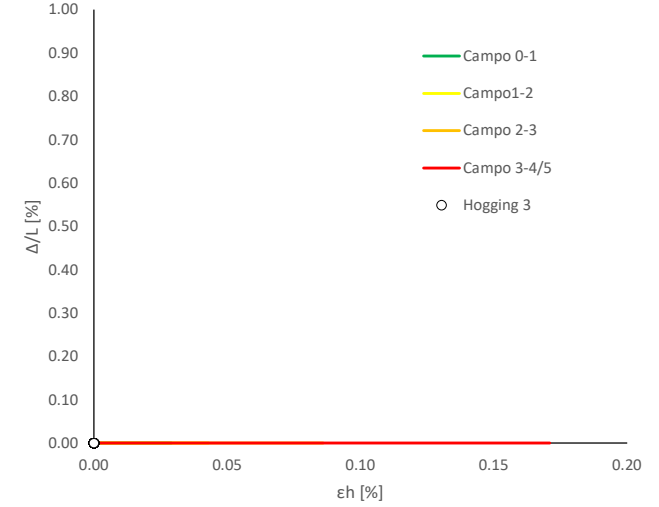
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



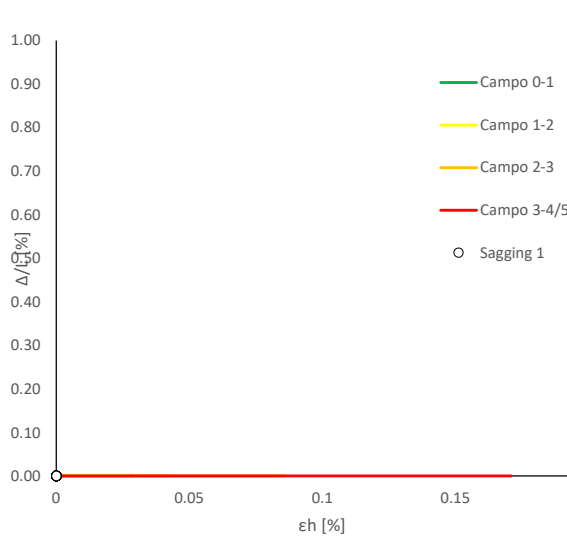
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



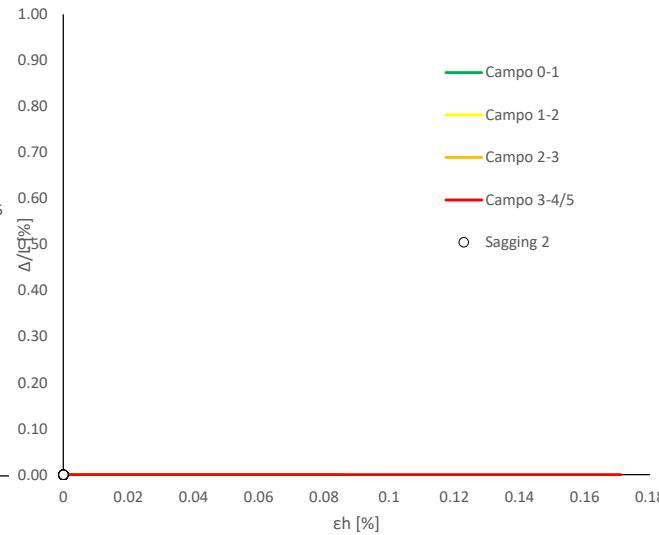
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



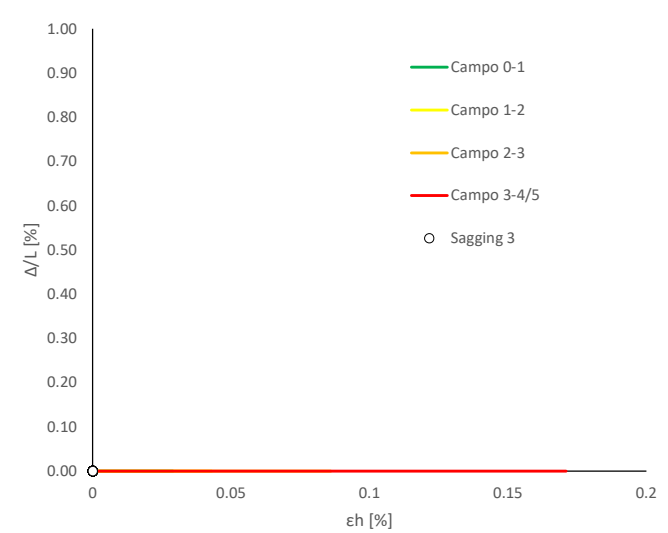
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



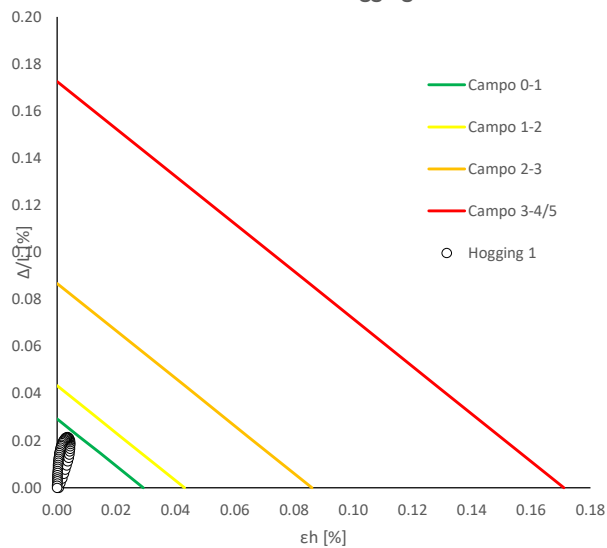
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



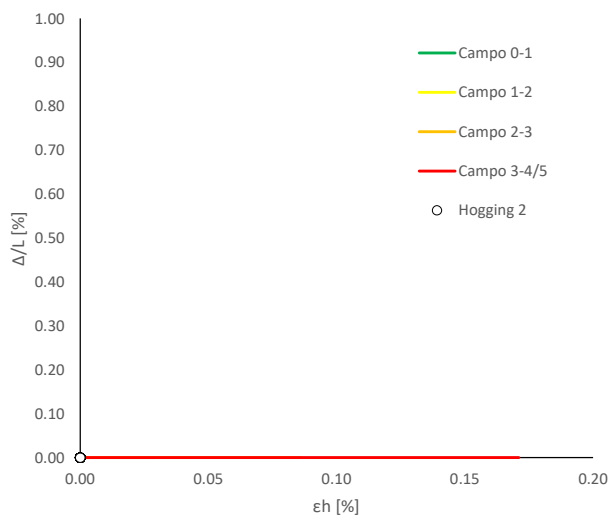
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



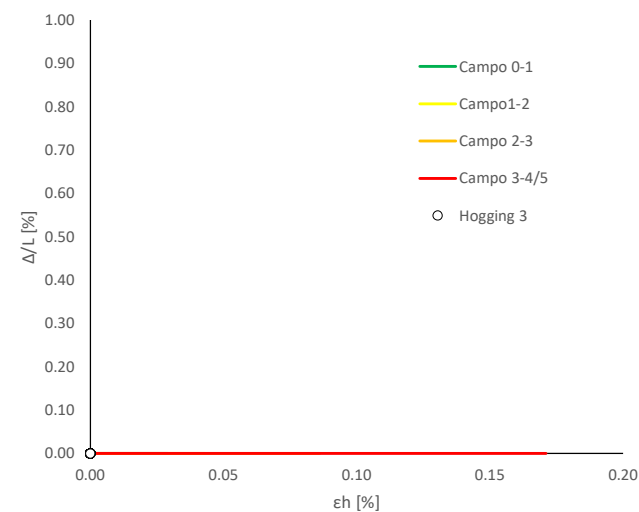
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



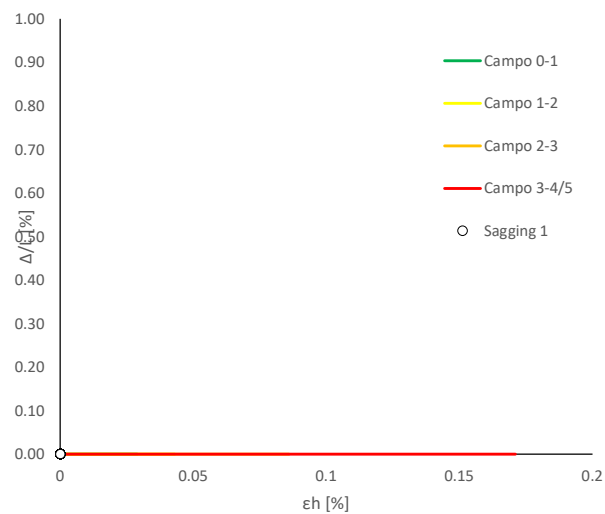
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



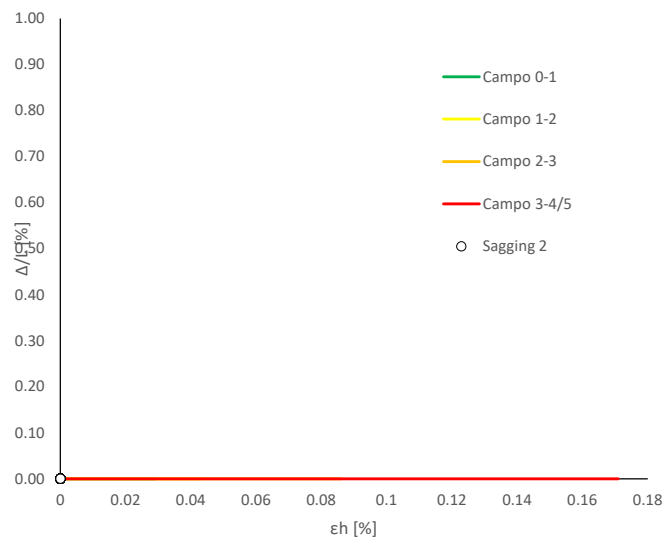
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



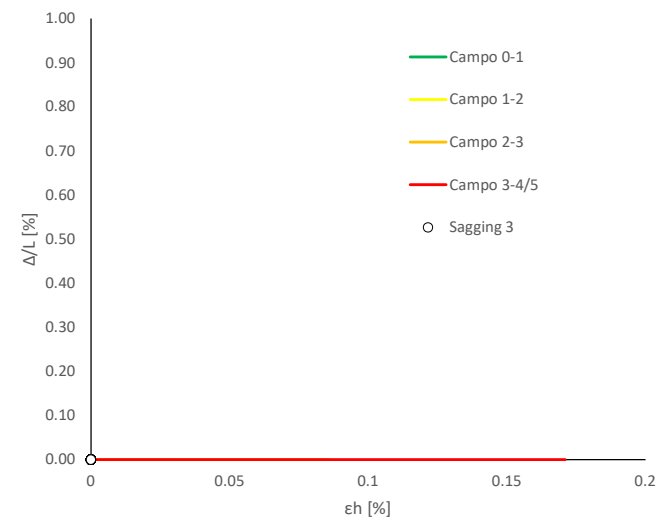
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



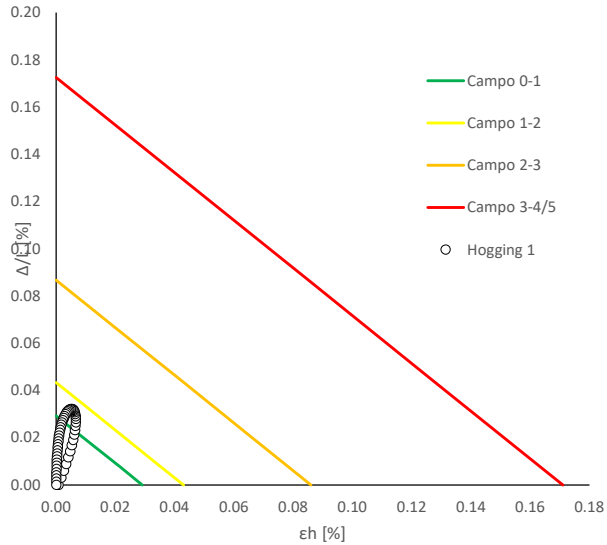
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



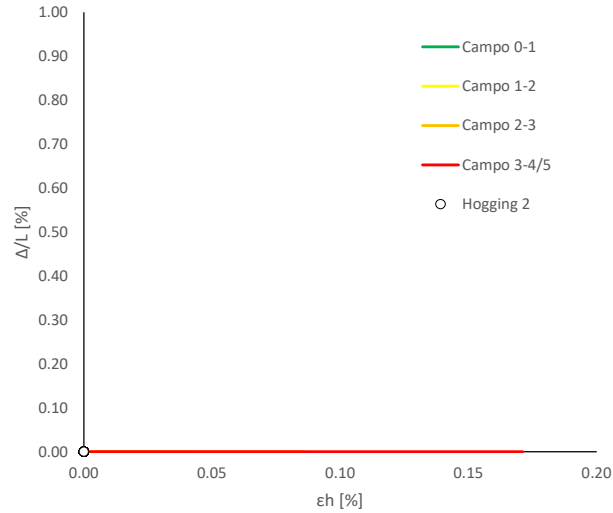
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



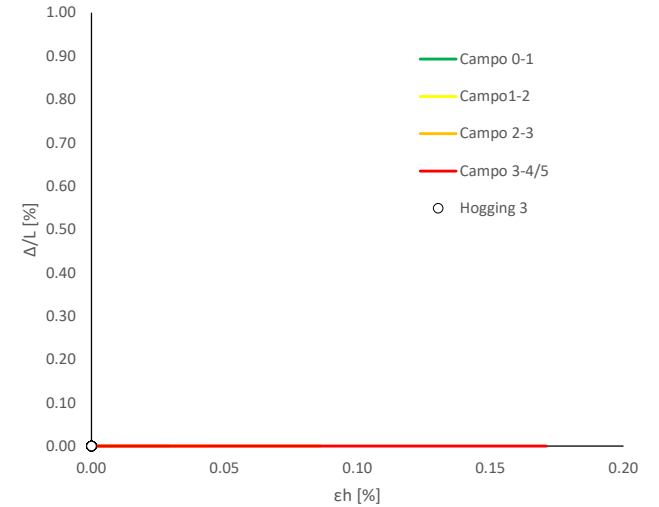
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



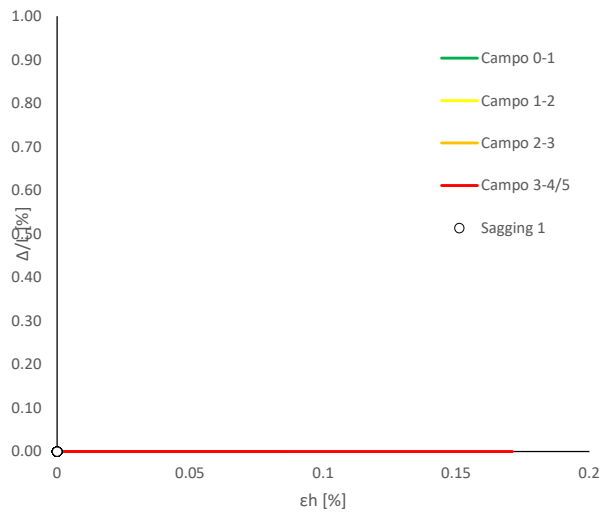
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



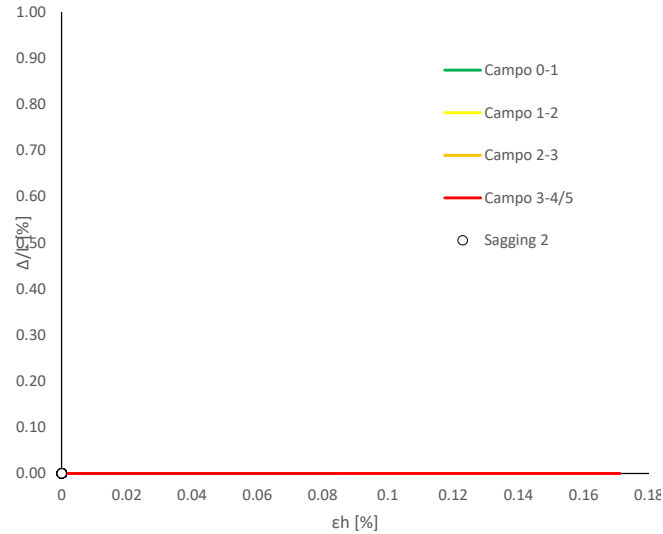
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



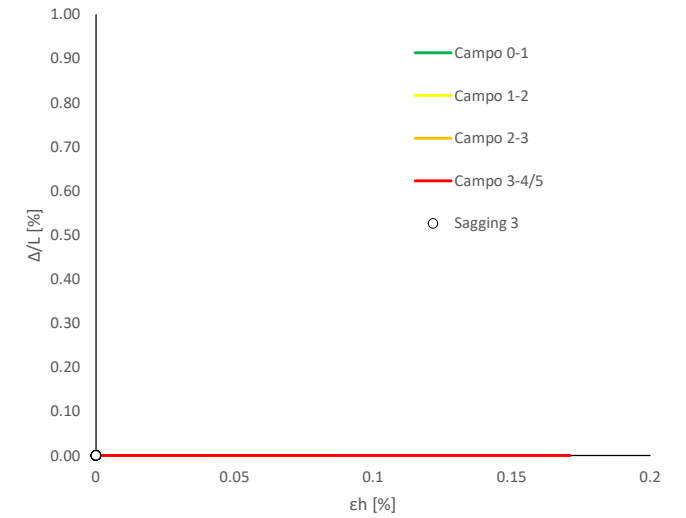
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_E1 All\_1"

**Dati Edificio**

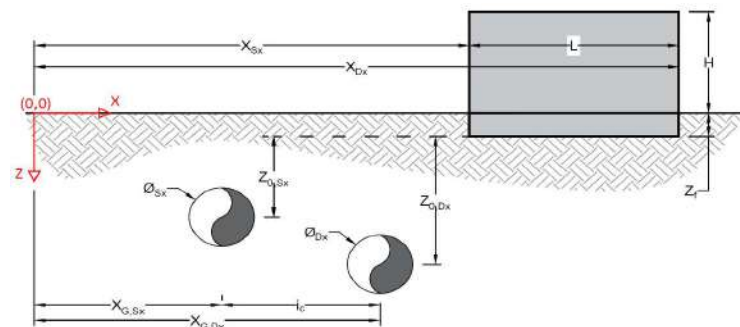
L [m]	13.4	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	68.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	80.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	26.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	1.875	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	1.875	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

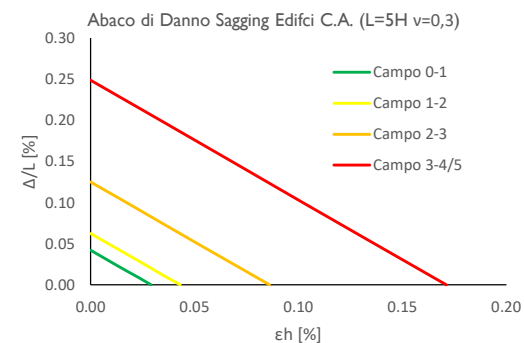
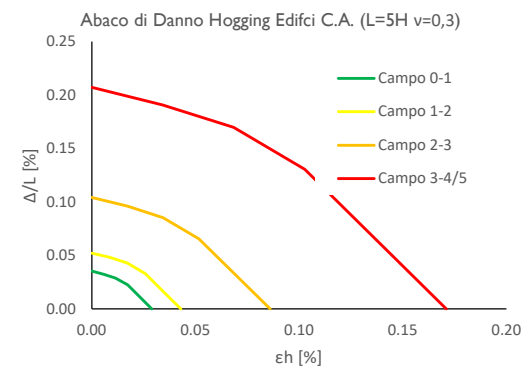
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

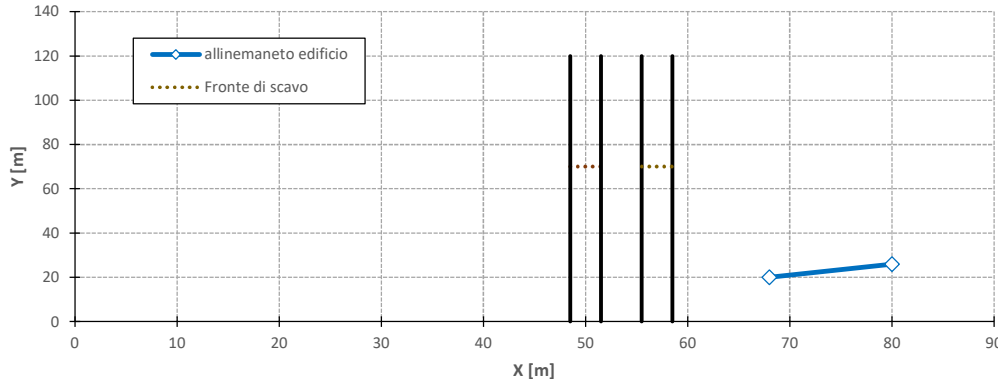
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	13.4	13.4	13.4
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

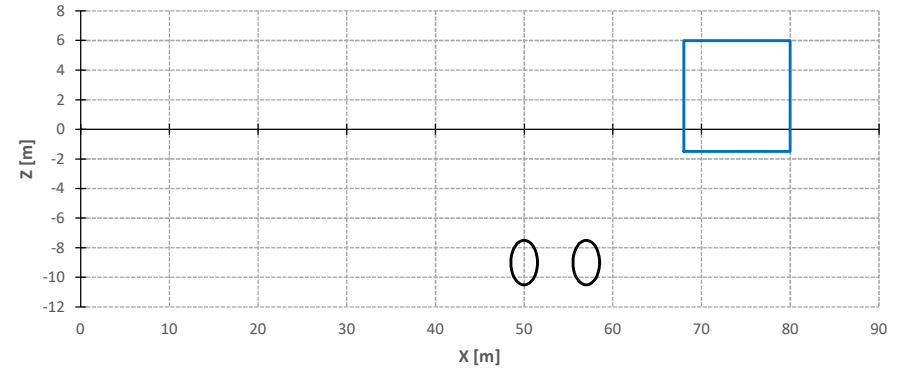




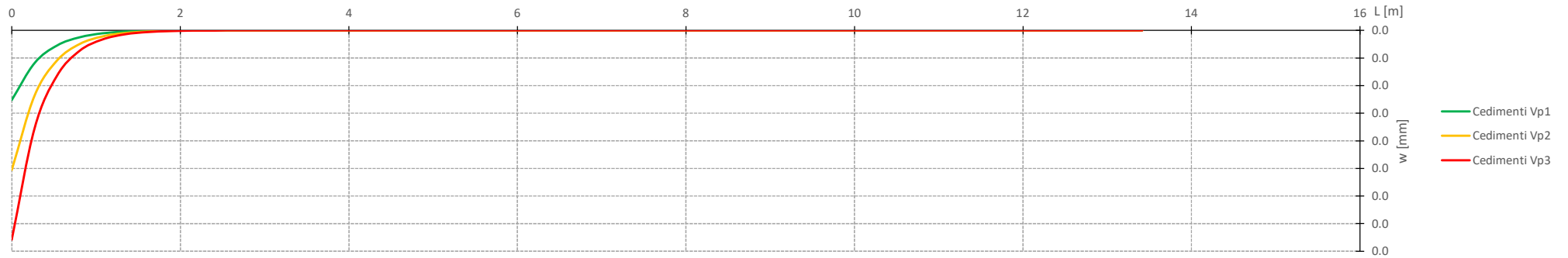
Vista in pianta



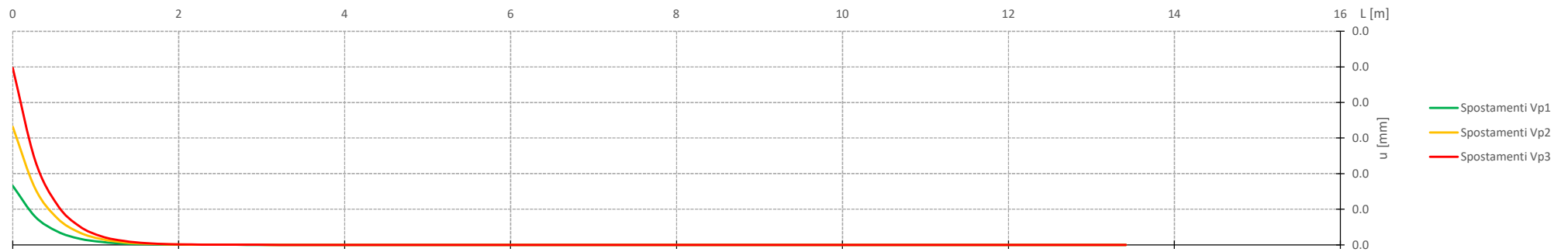
Vista in sezione

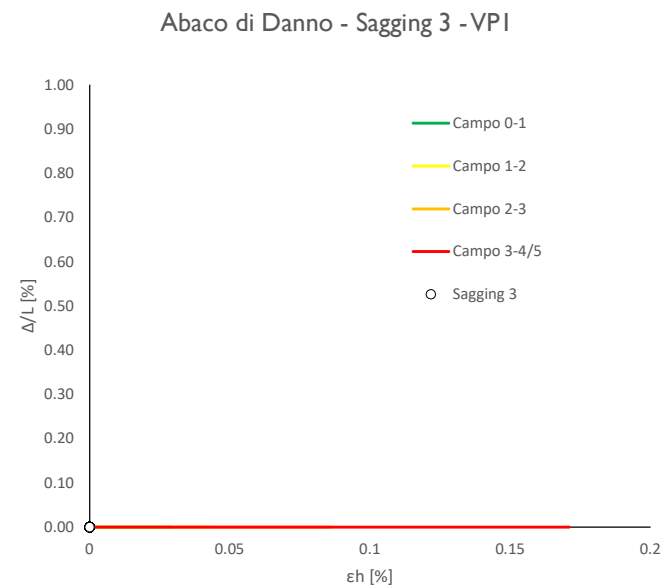
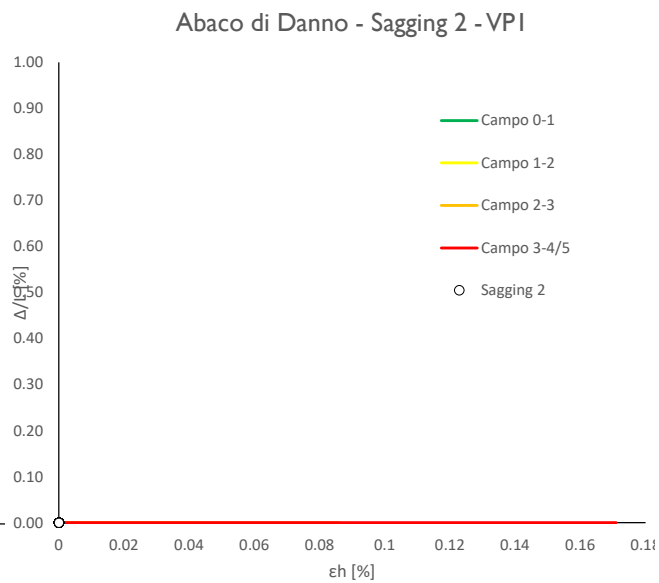
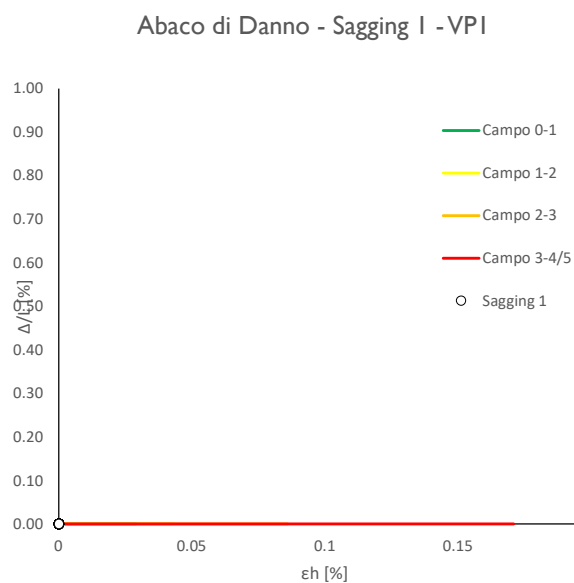
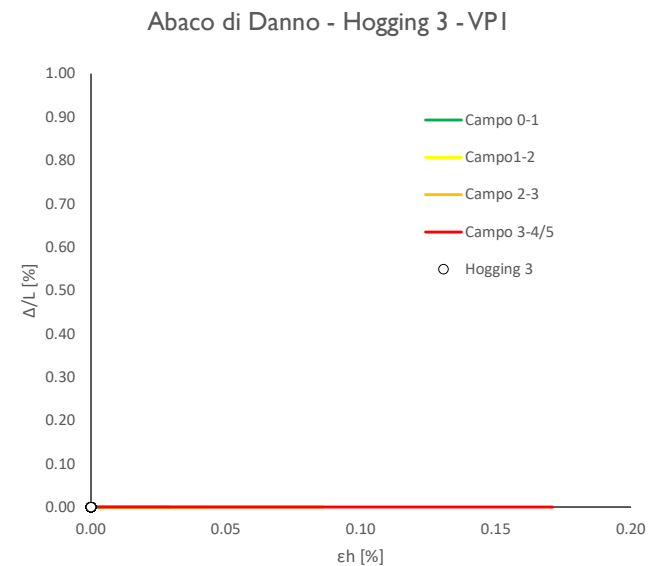
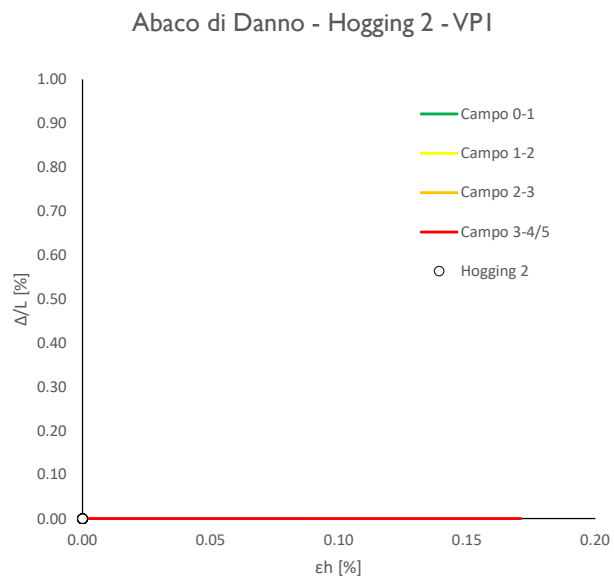
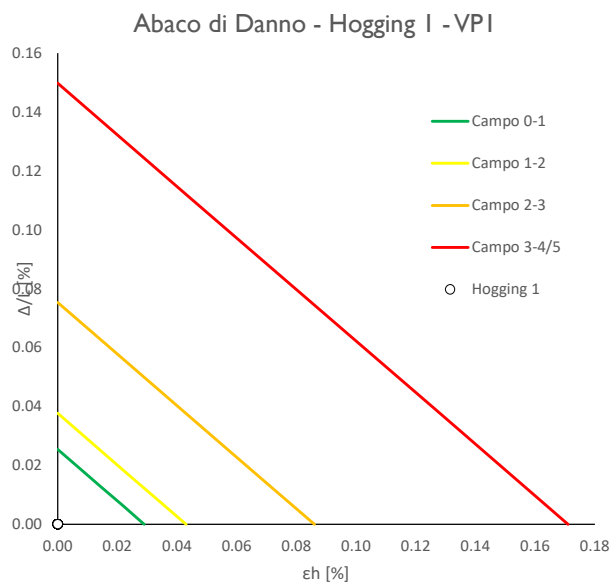


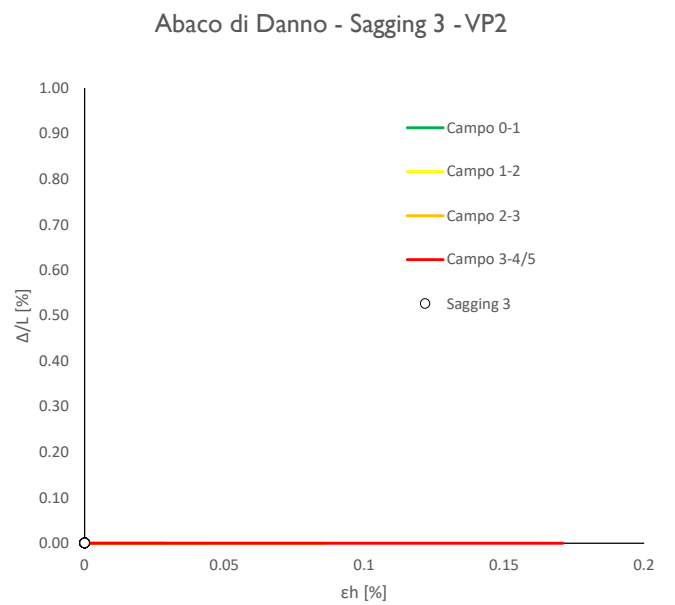
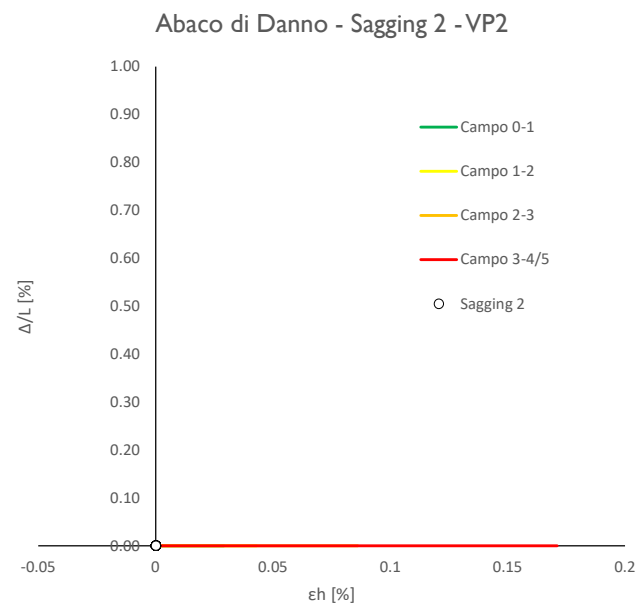
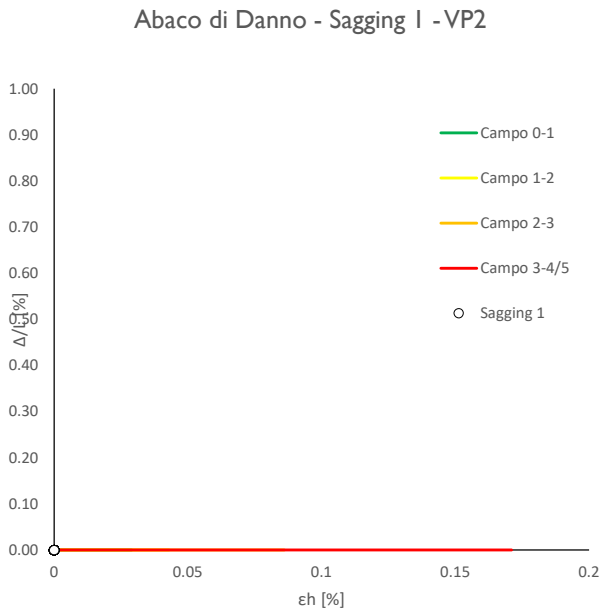
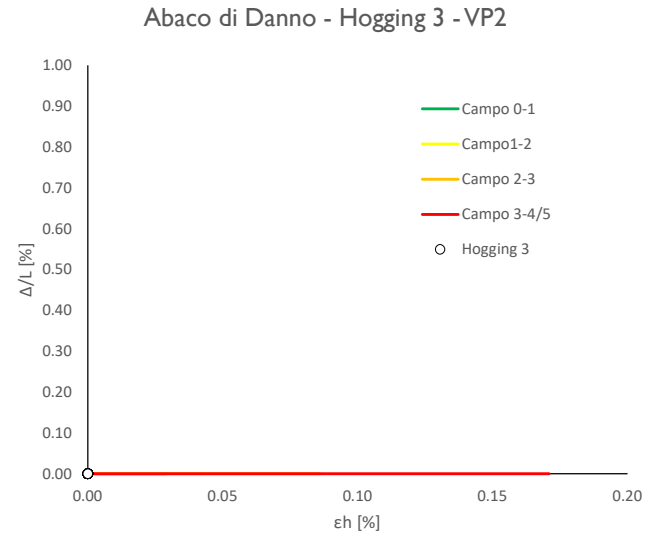
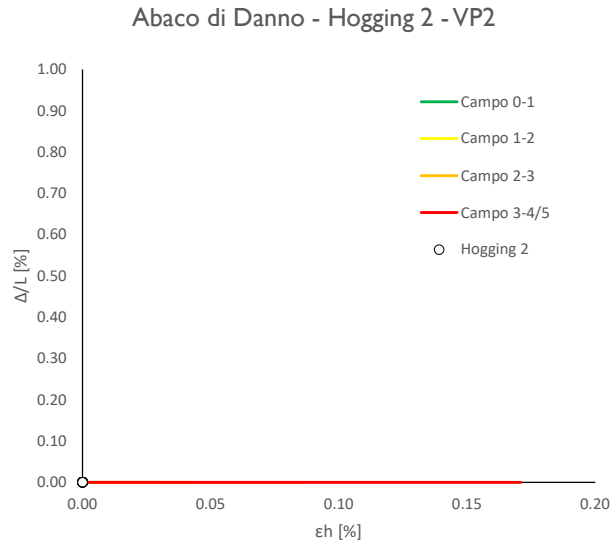
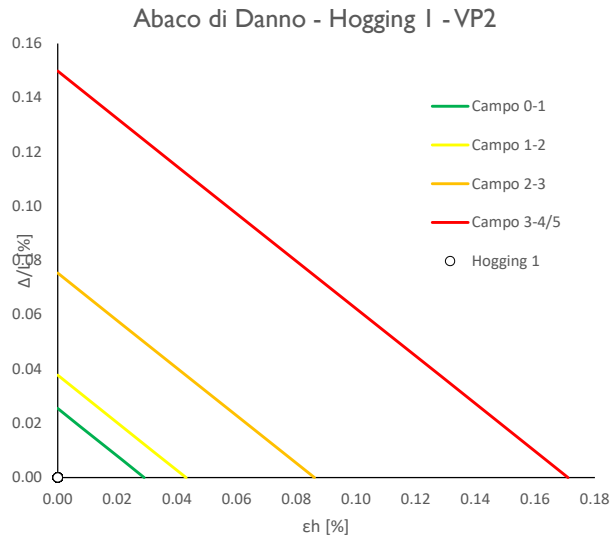
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



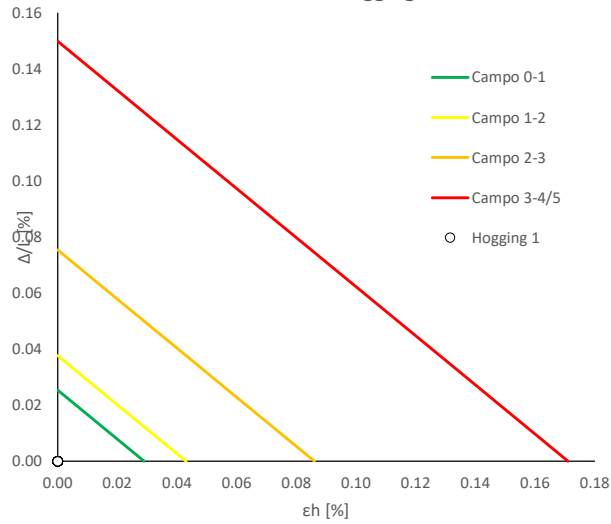
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



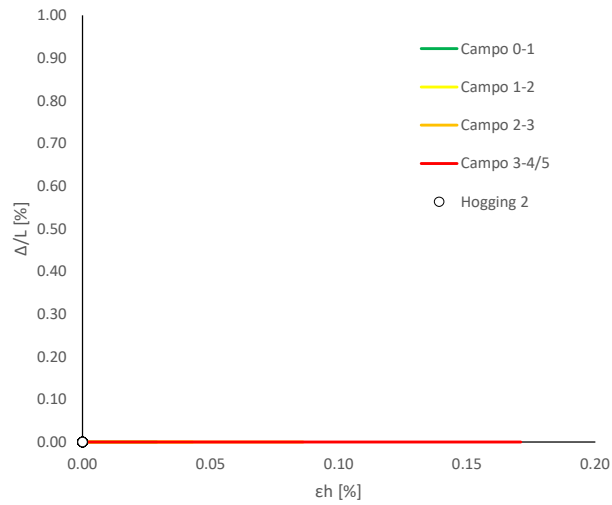




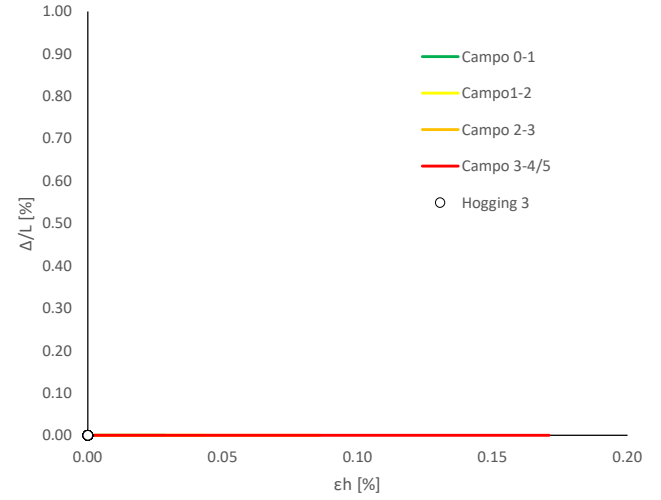
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



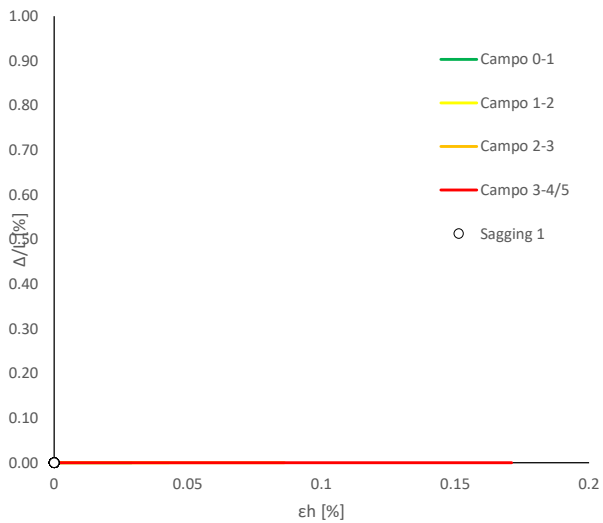
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



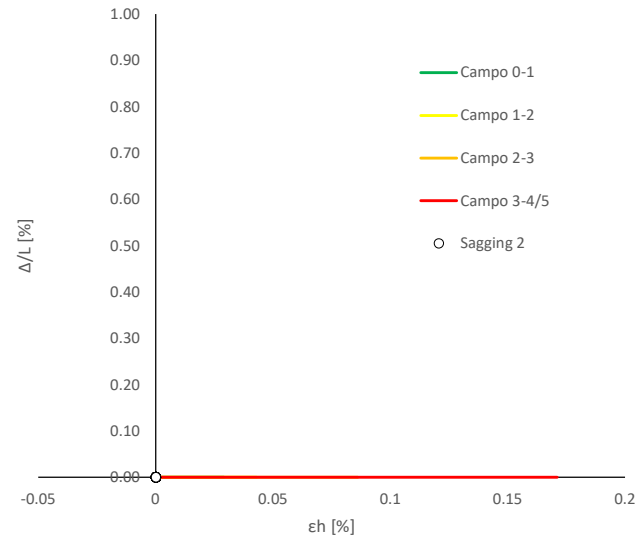
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



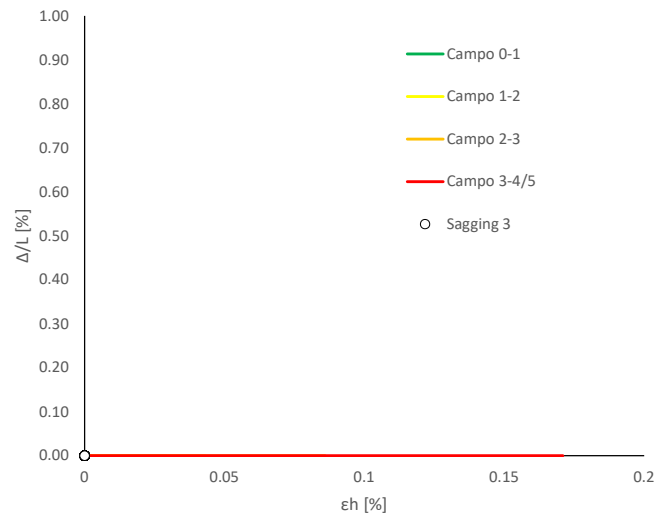
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_E1 All\_2"

**Dati Edificio**

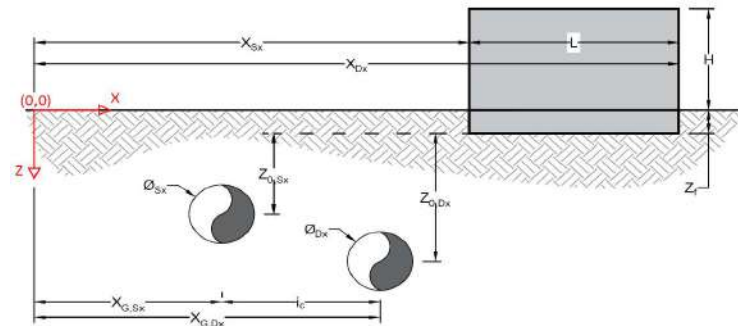
L [m]	20.4	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	68.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	75.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	1.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	1.875	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	1.875	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

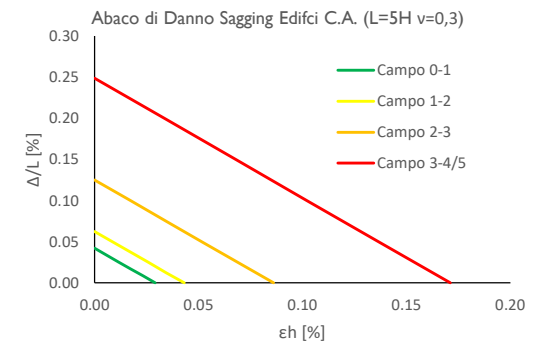
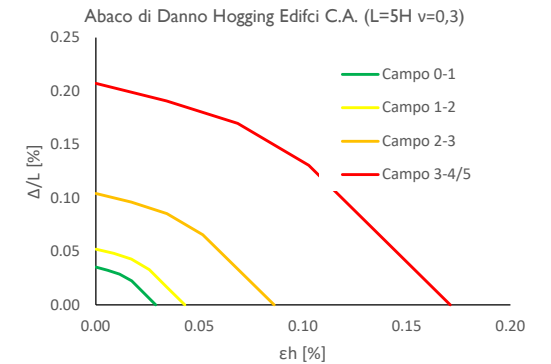
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

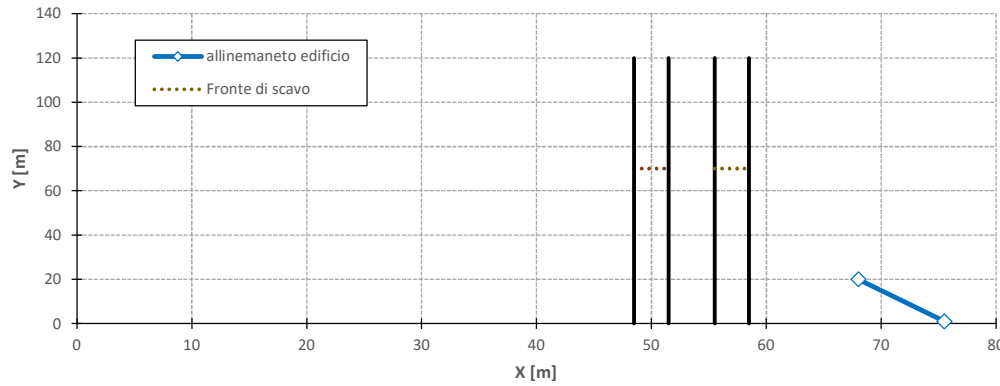
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

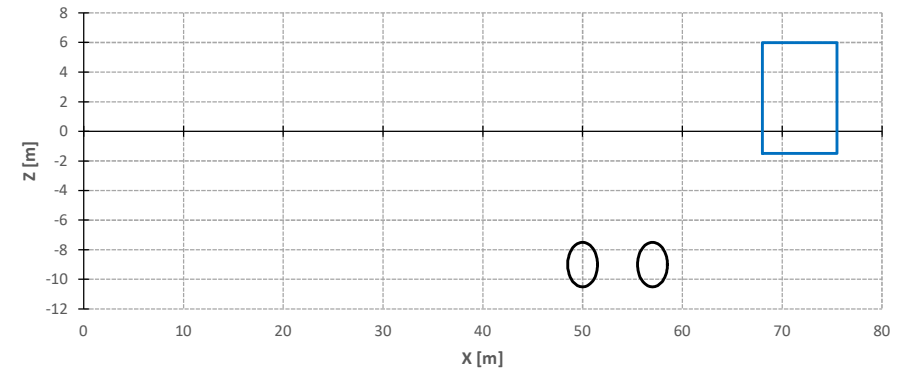
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	20.4	20.4	20.4
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



Vista in pianta



Vista in sezione

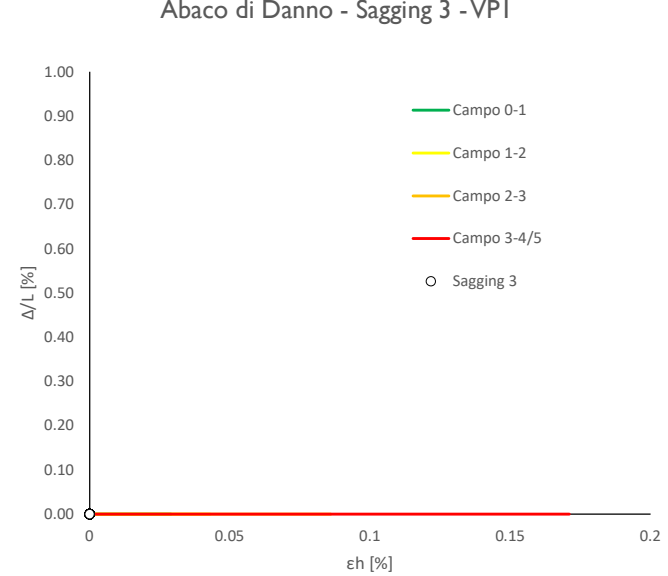
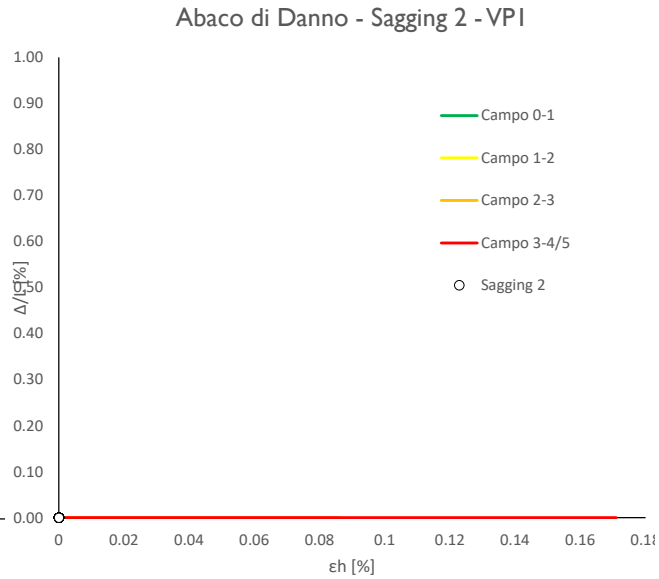
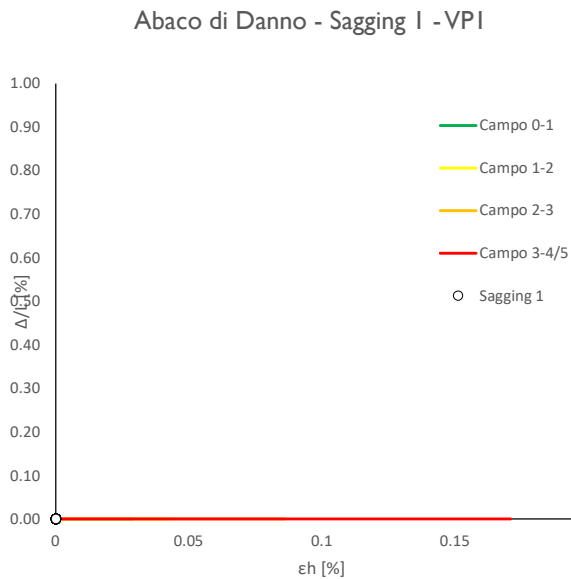
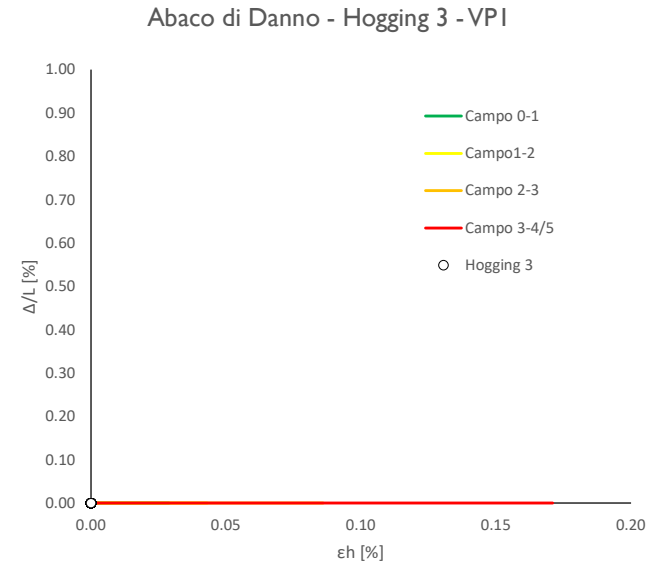
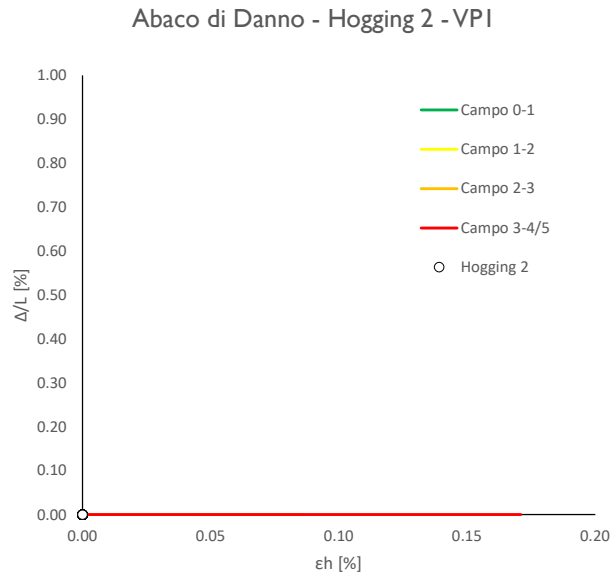
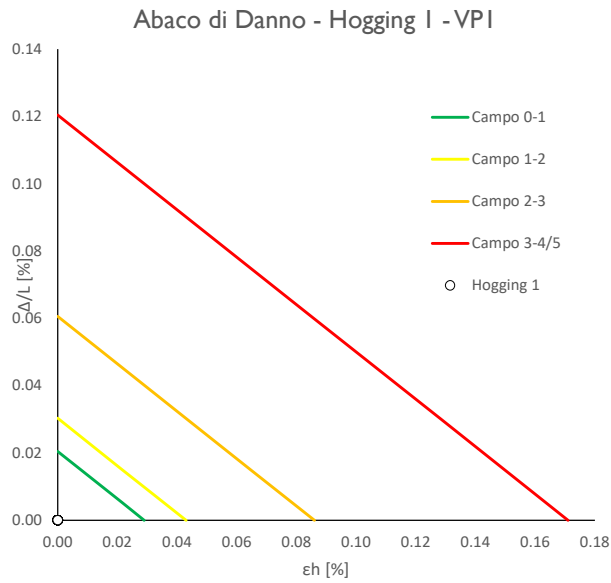


Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato

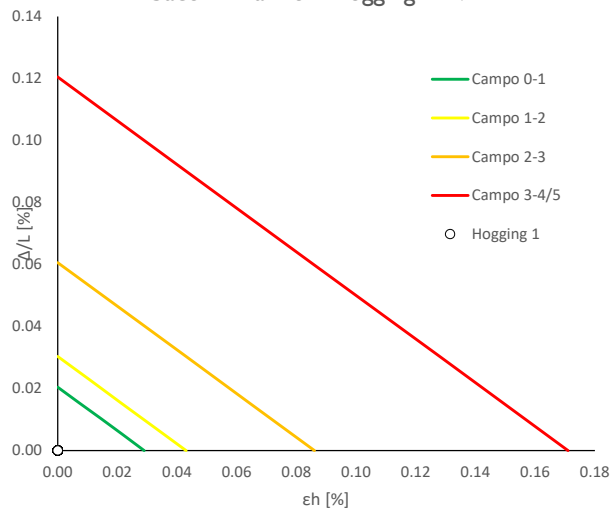


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato

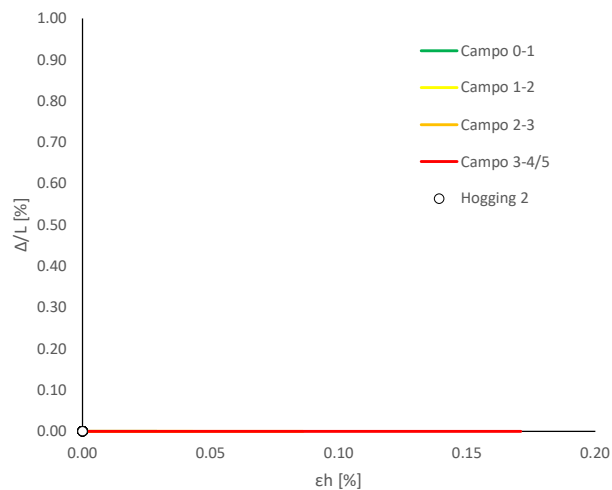




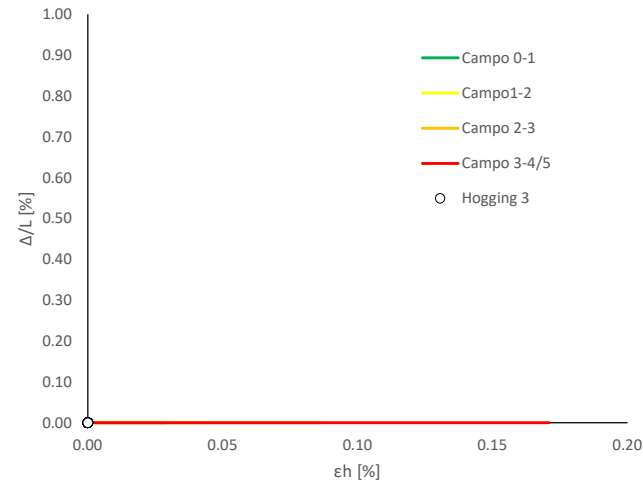
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



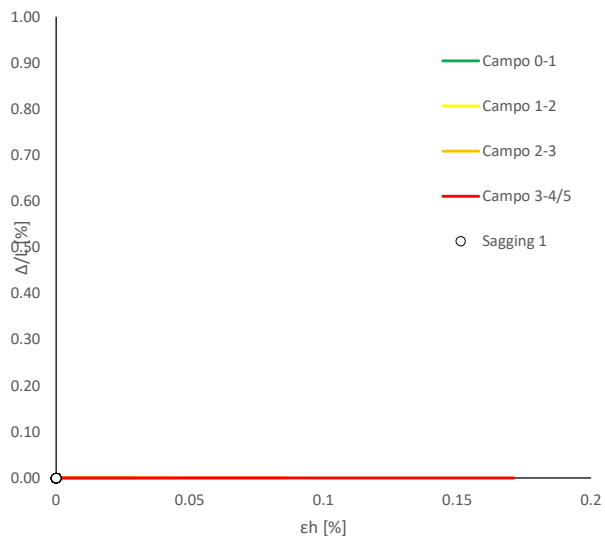
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



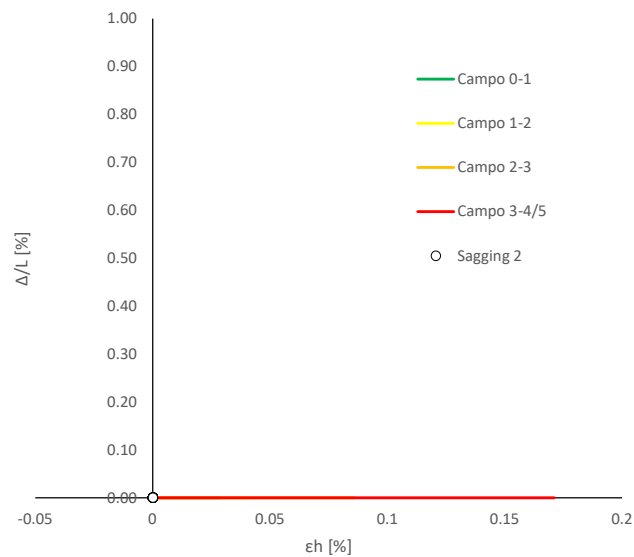
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



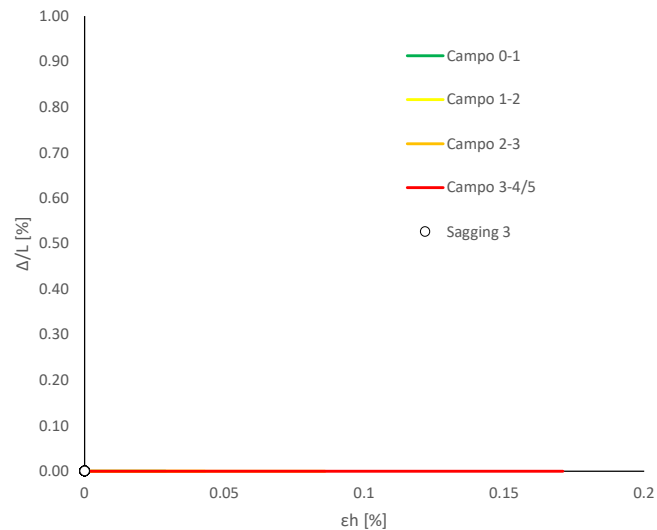
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2

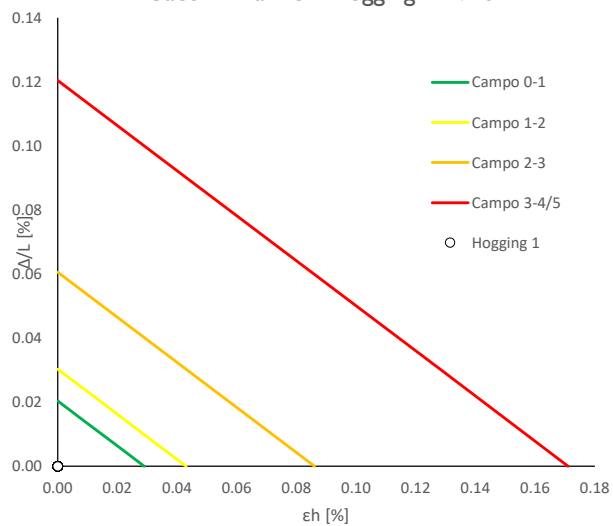


Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2

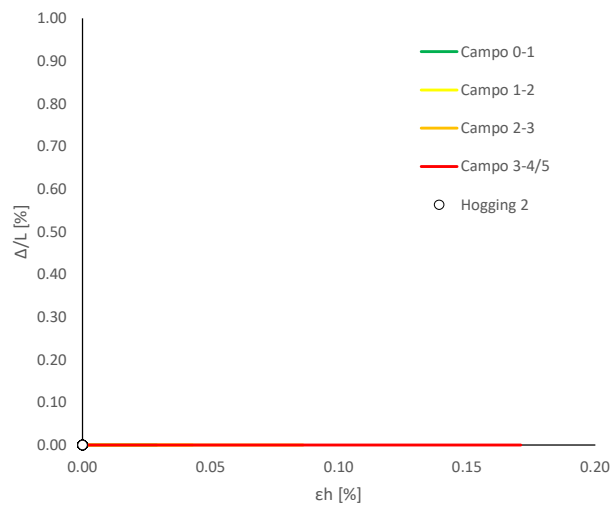




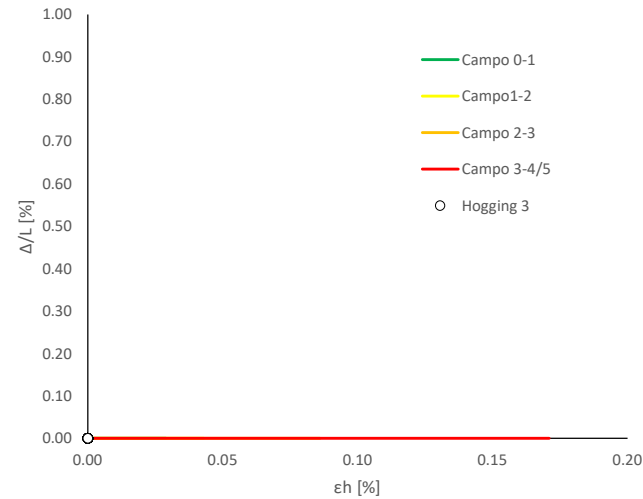
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



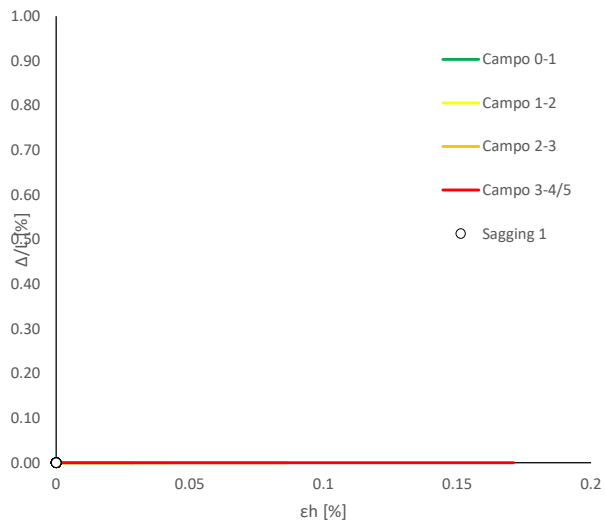
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



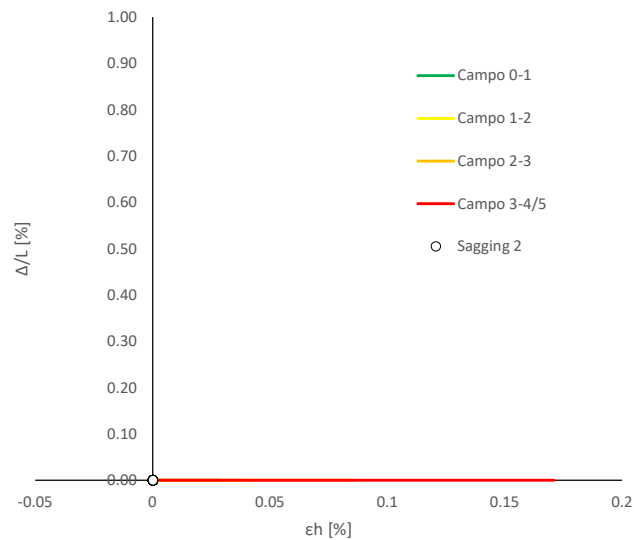
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



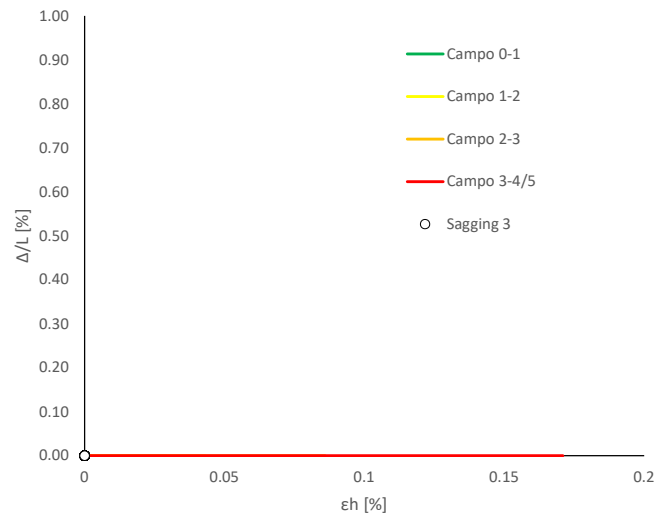
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_E1 All\_1"

**Dati Edificio**

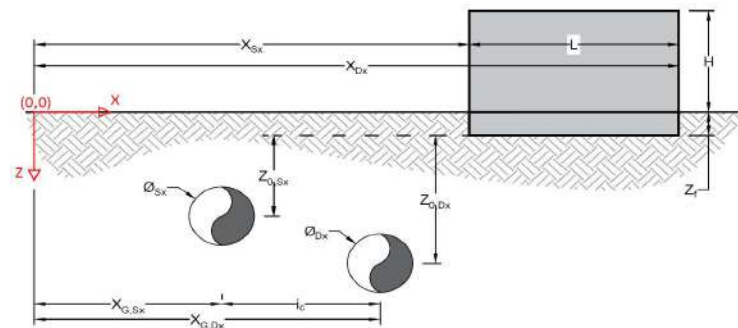
L [m]	13.4	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	68.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	80.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	26.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

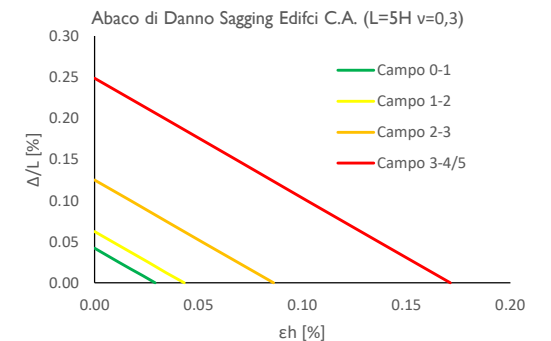
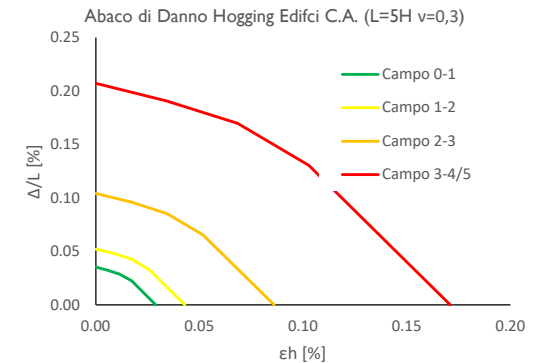
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

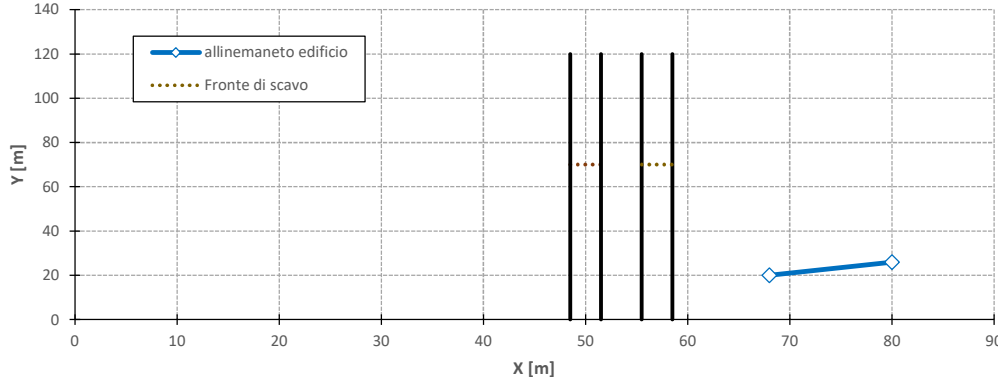
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

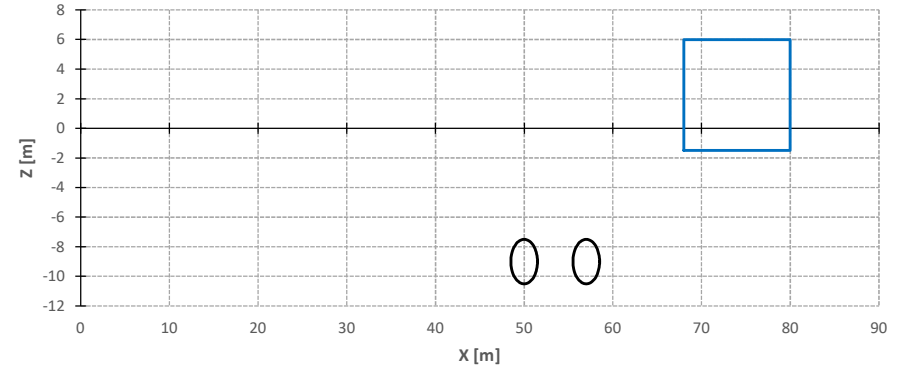
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	13.4	13.4	13.4
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



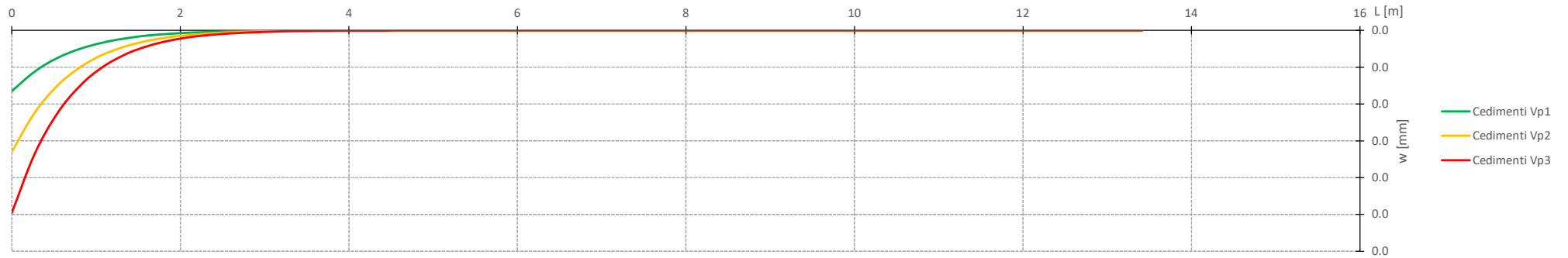
Vista in pianta



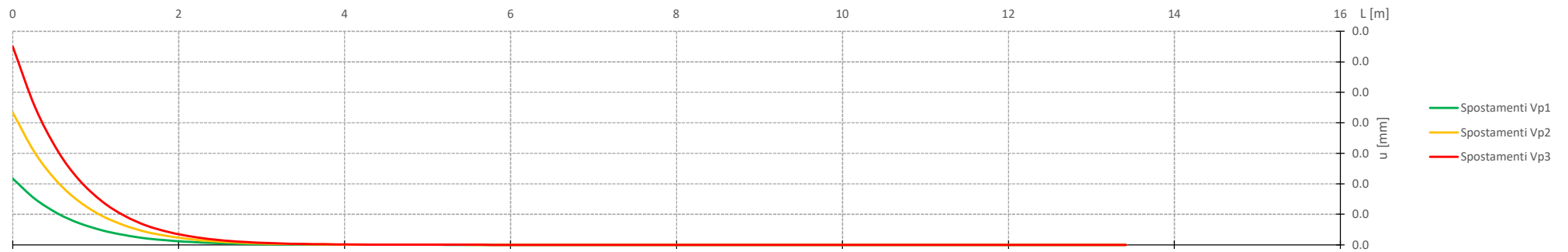
Vista in sezione

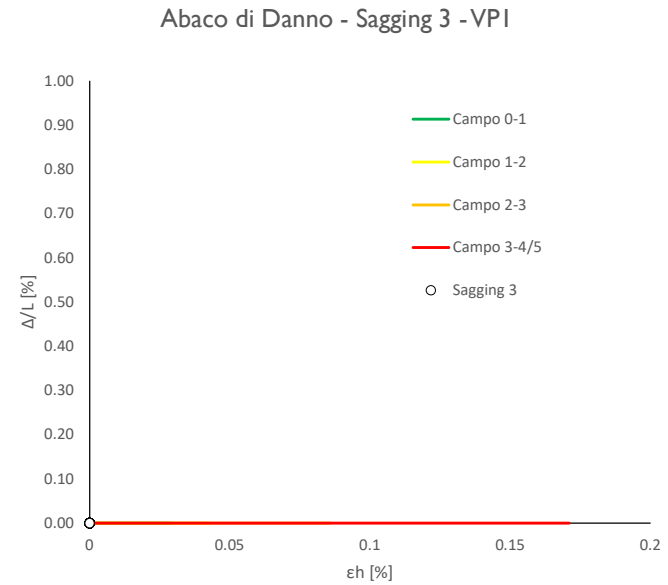
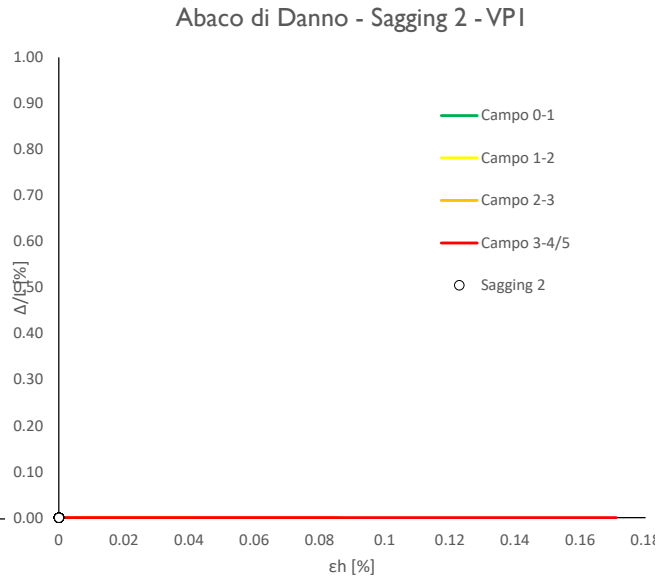
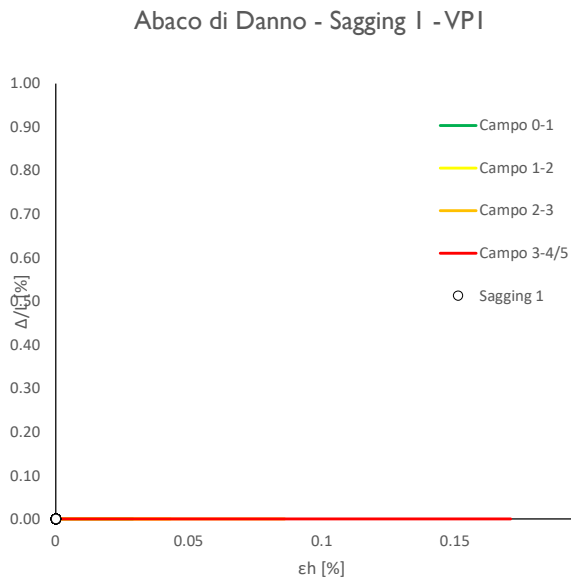
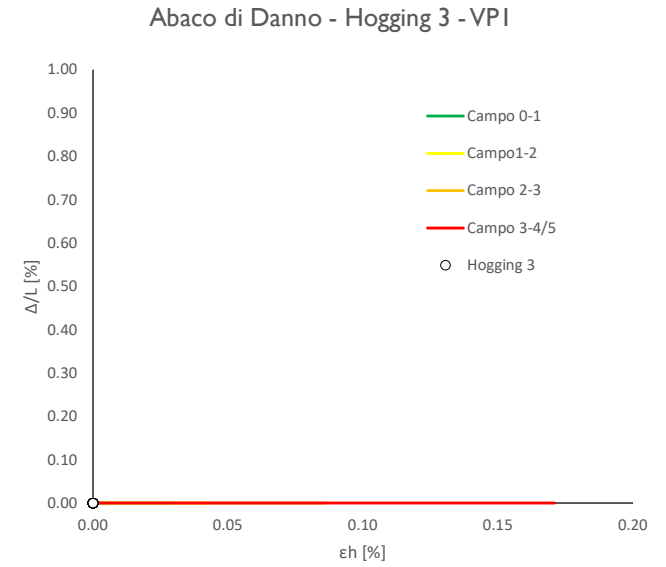
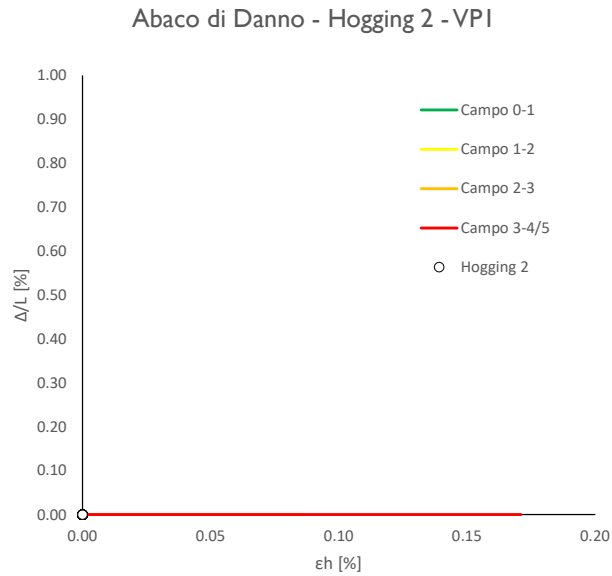
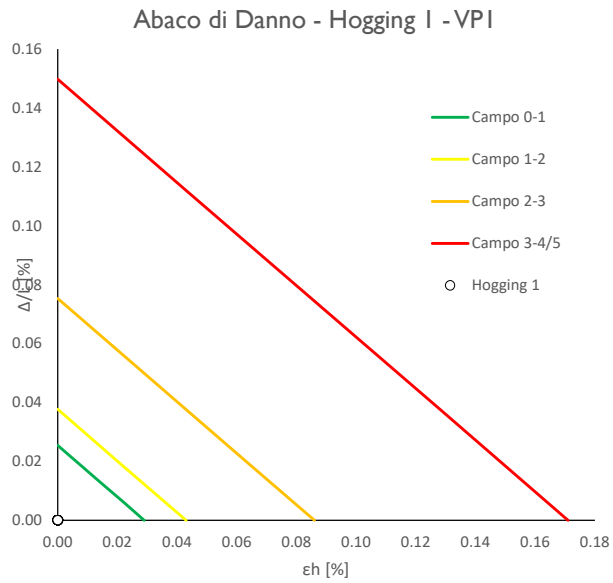


Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato

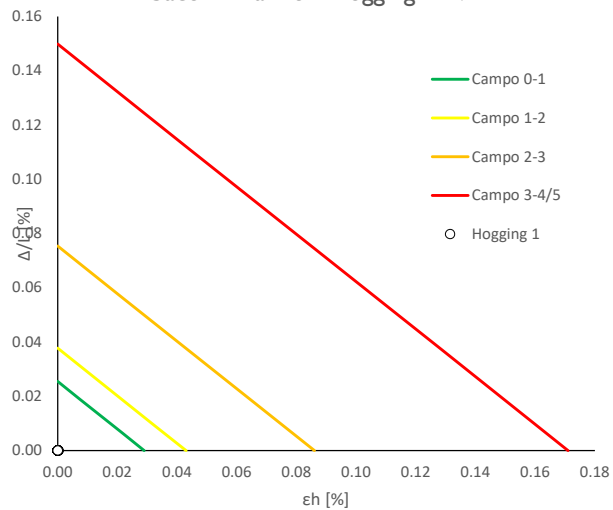


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato

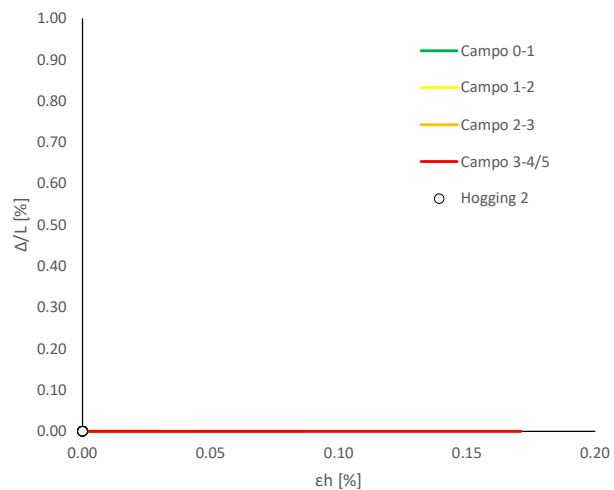




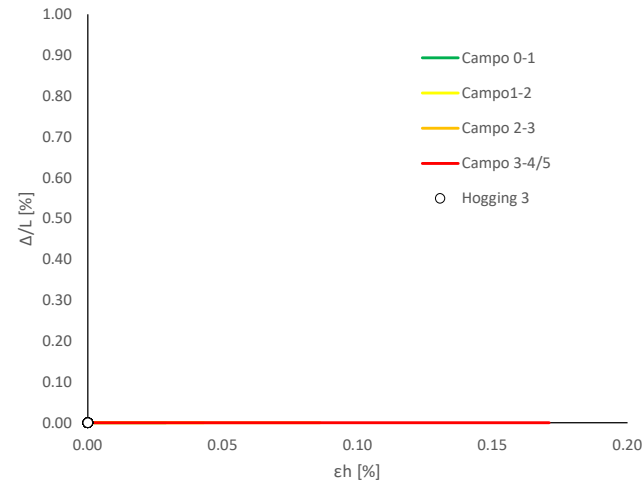
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



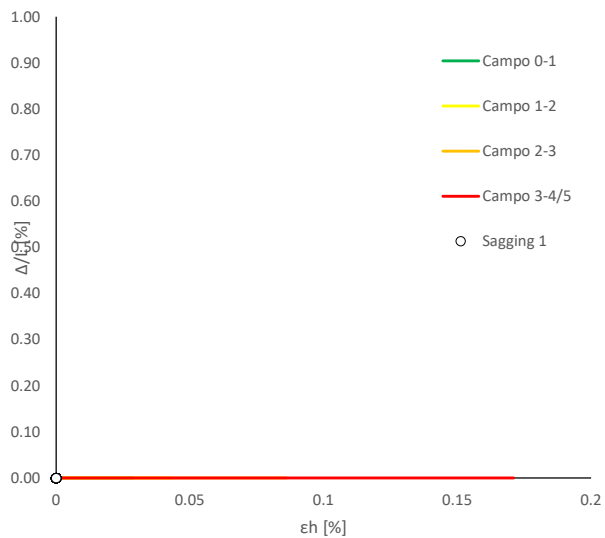
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



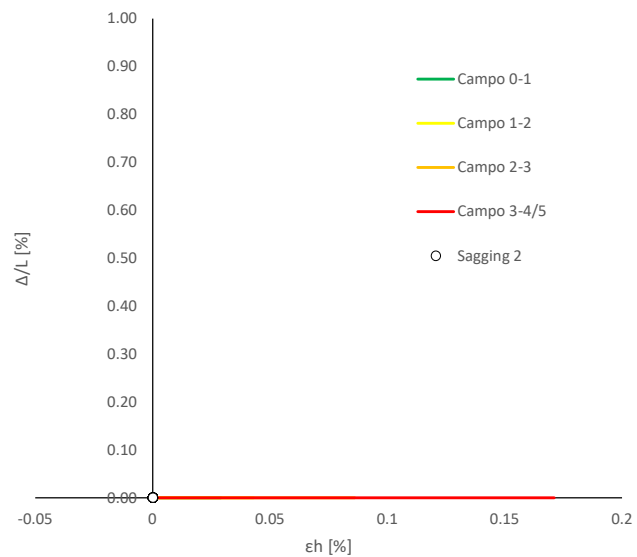
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



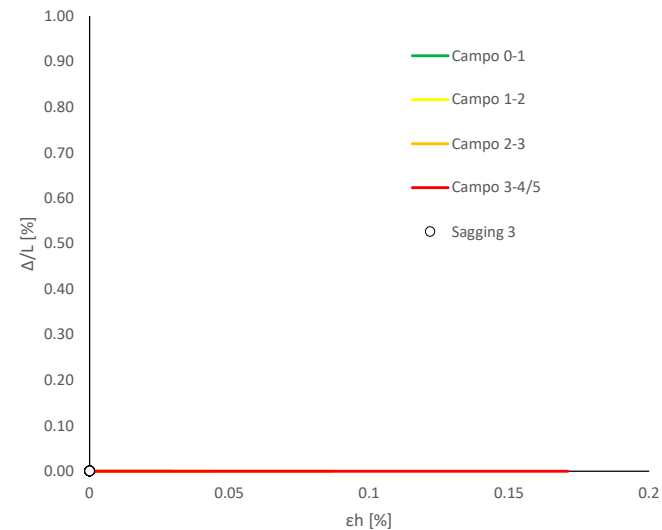
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



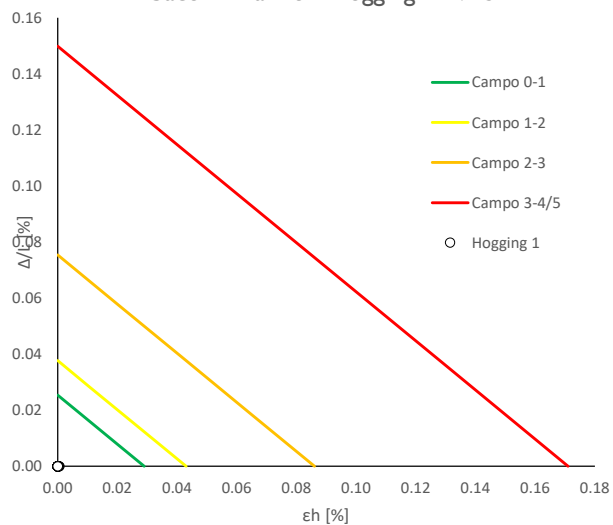
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



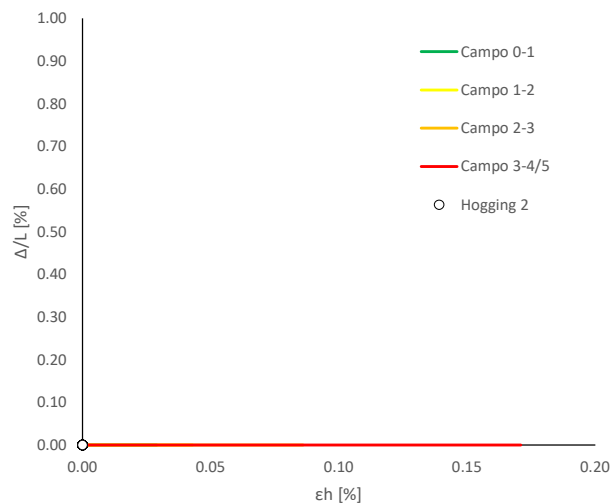
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



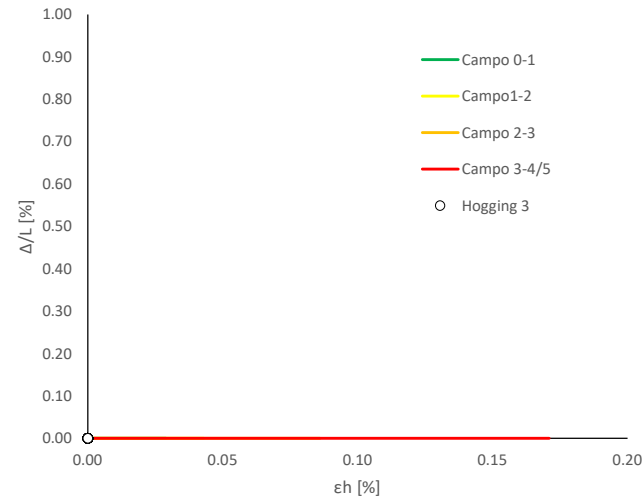
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



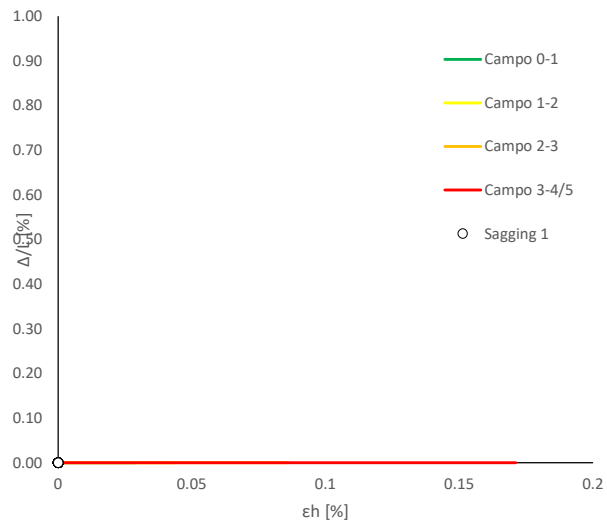
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



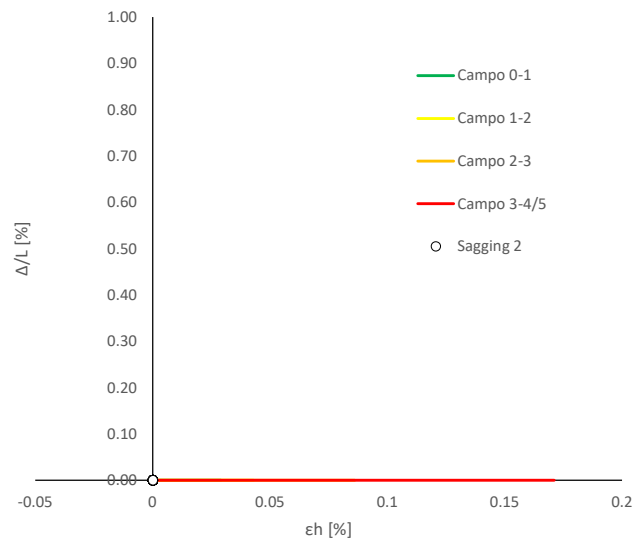
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



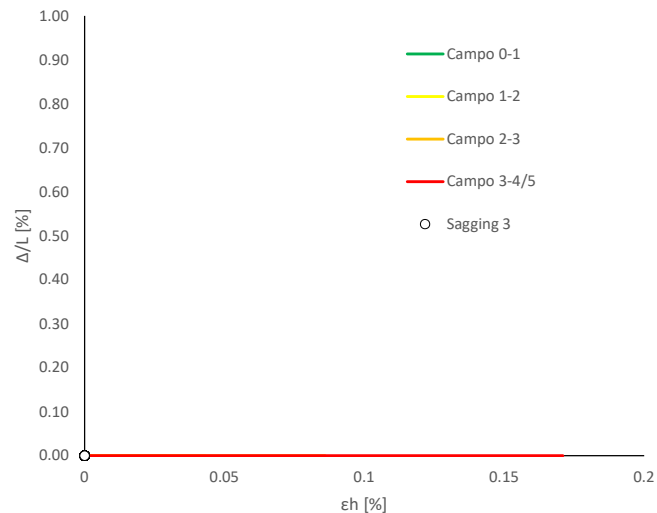
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_E1 All\_2"

**Dati Edificio**

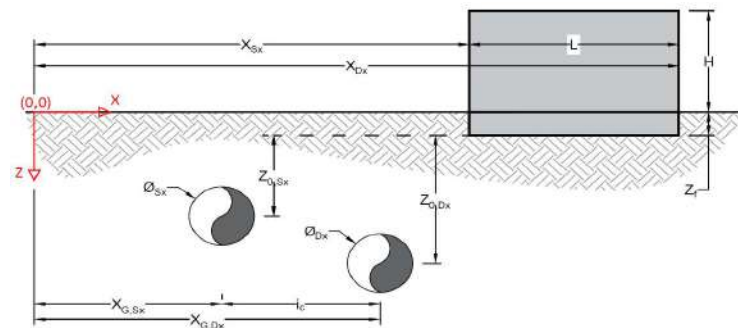
L [m]	20.4	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	7.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	68.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	75.5	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	1.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.625	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

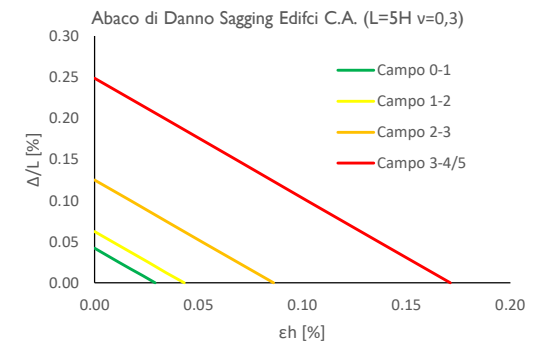
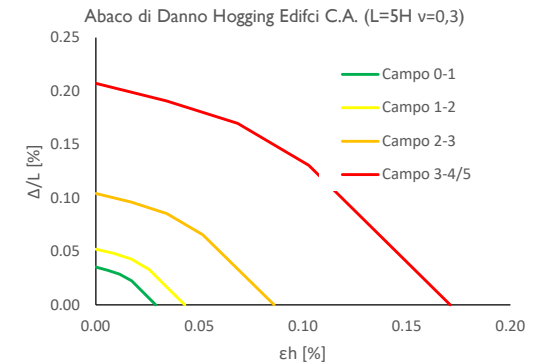
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

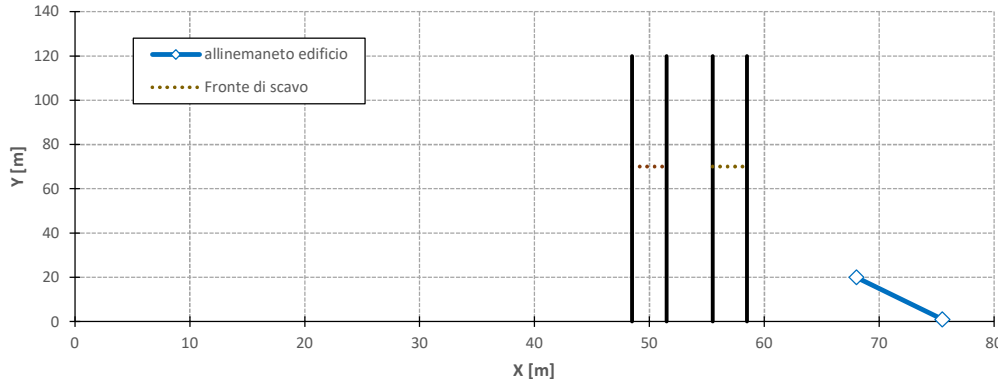
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 1	-	-	-
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

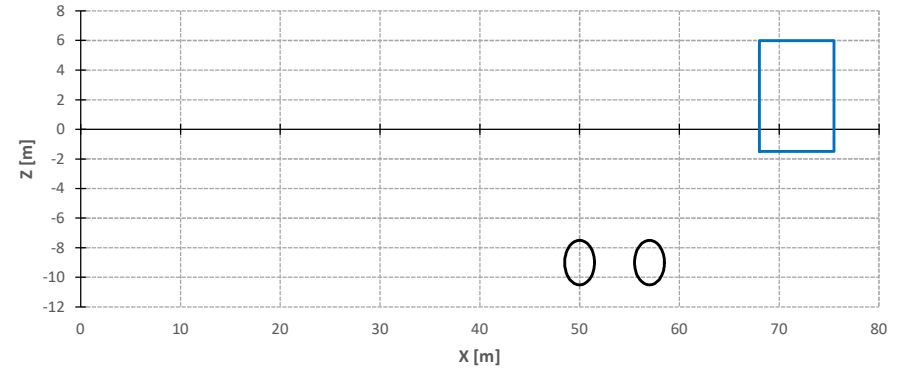
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	20.4	20.4	20.4
Sagging 1	0.0	0.0	0.0
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



Vista in pianta



Vista in sezione



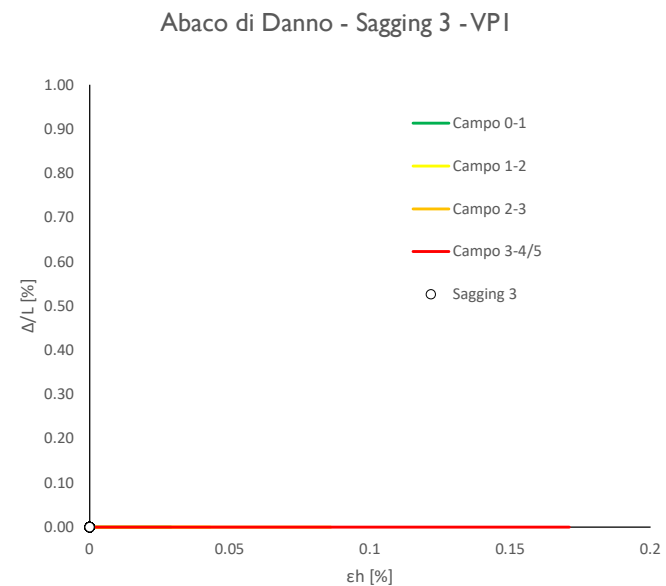
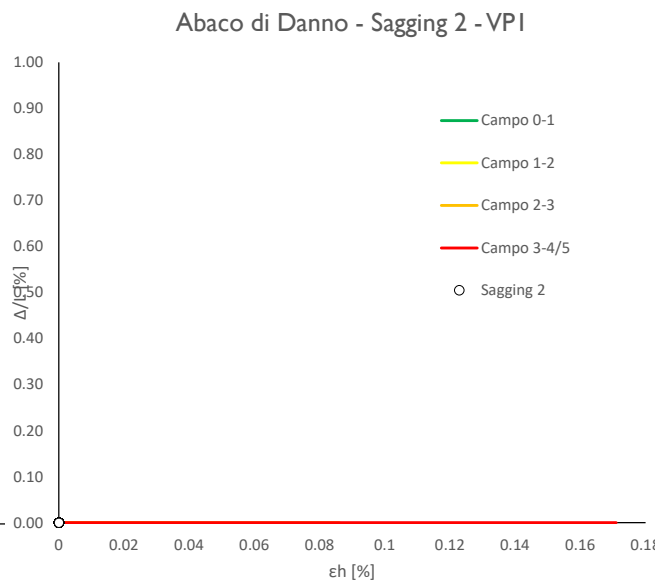
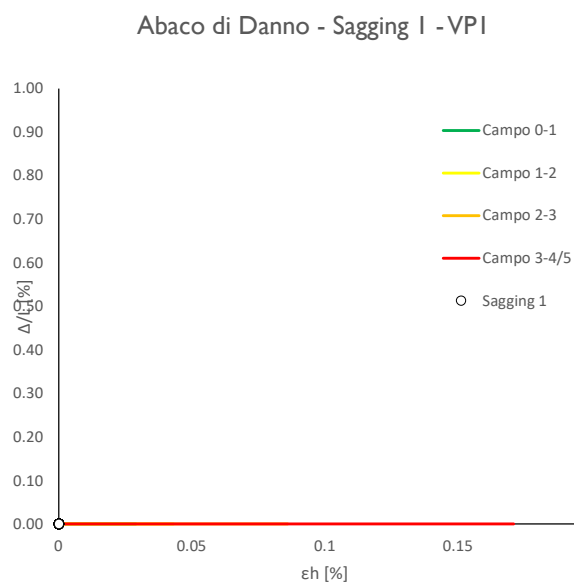
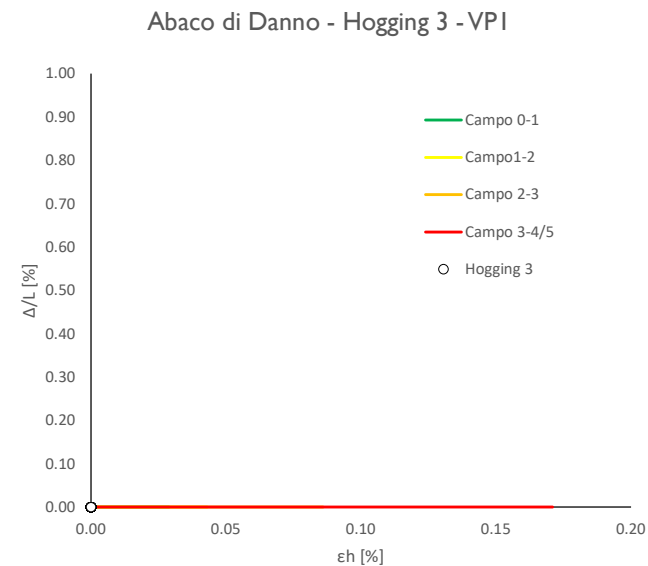
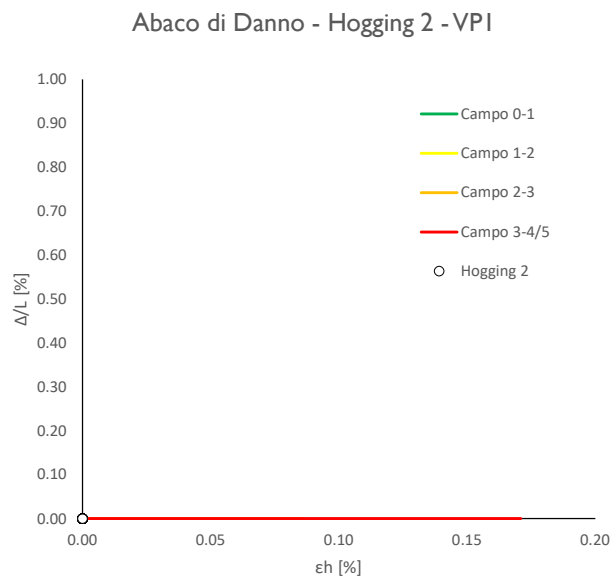
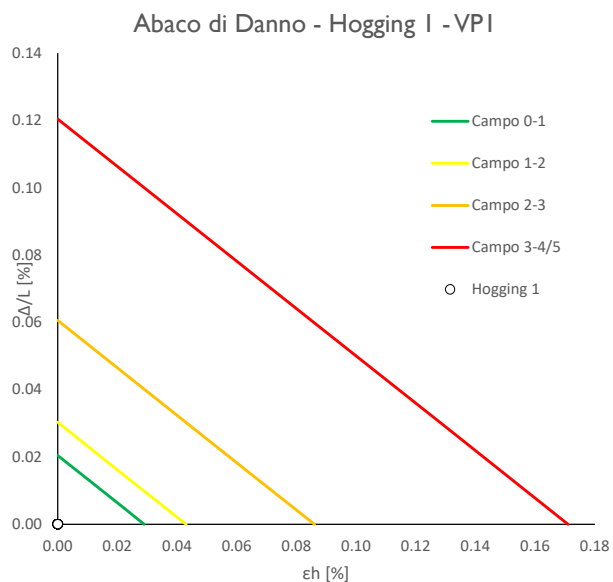
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



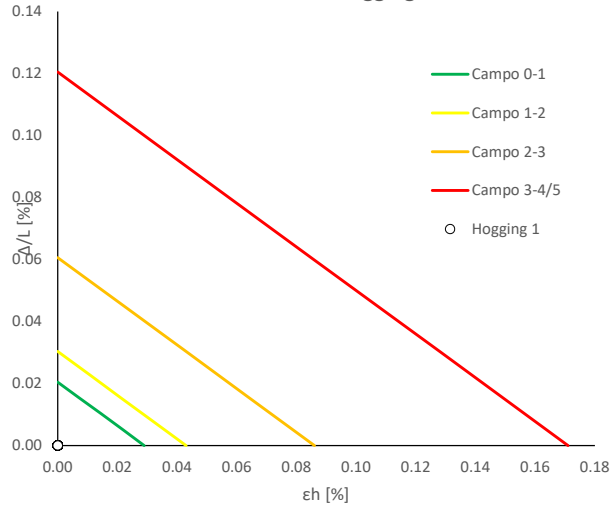
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



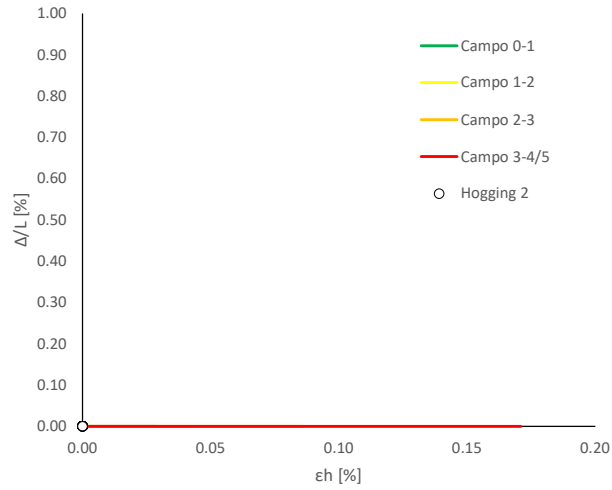




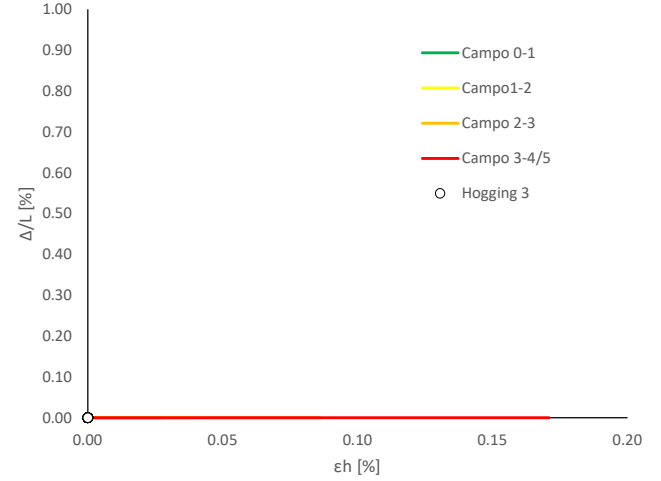
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



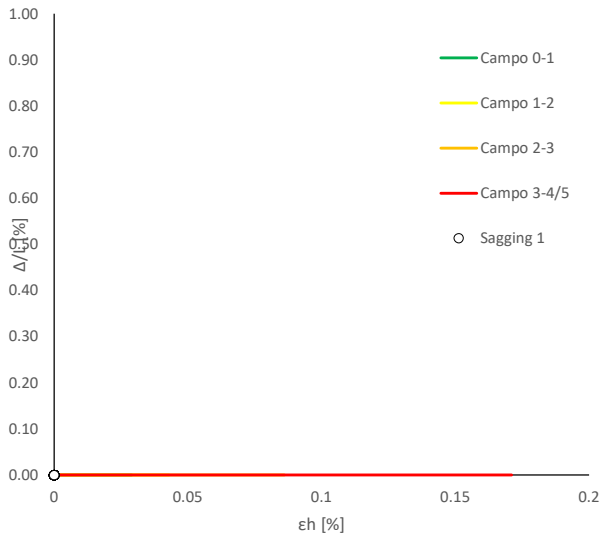
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



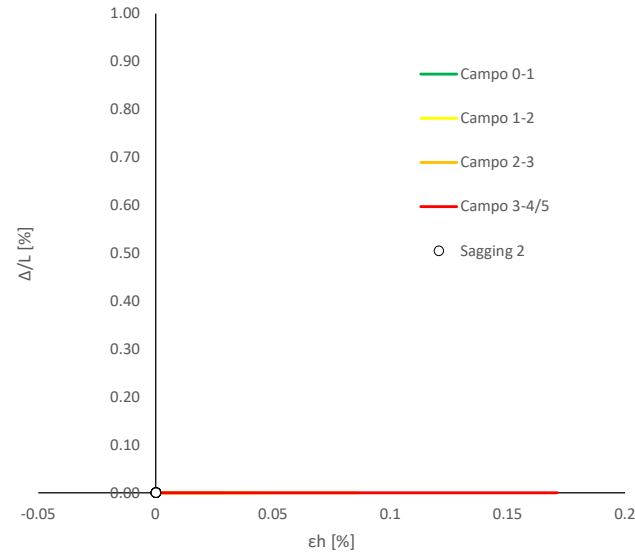
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



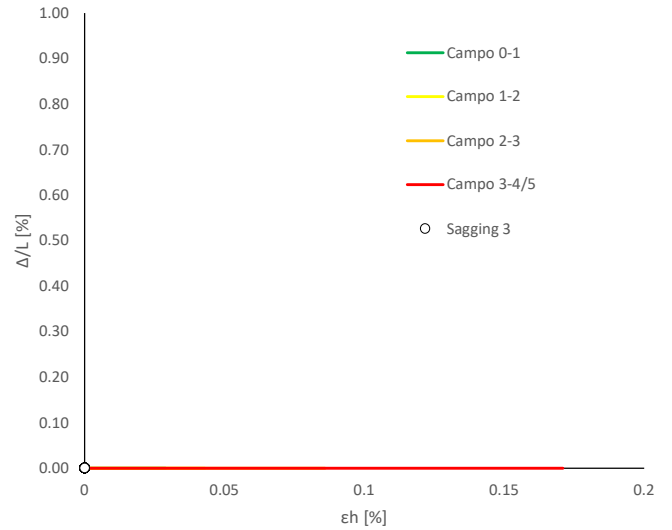
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



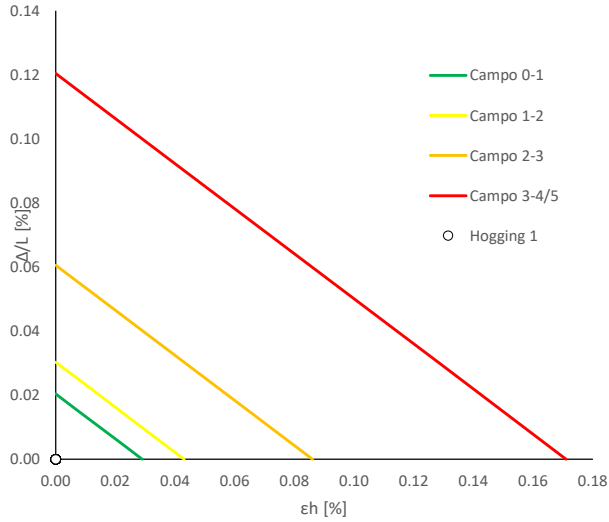
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



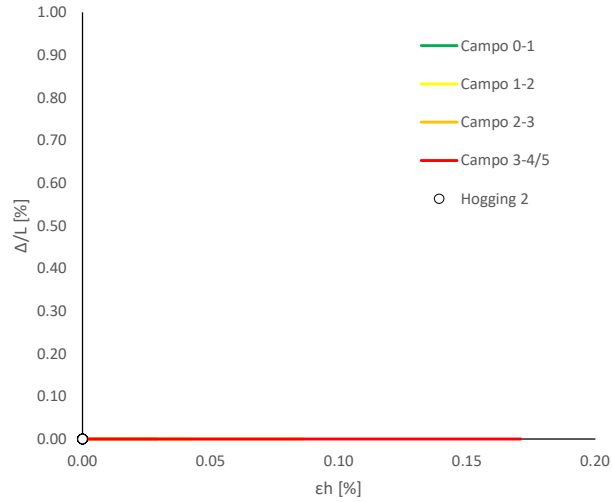
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



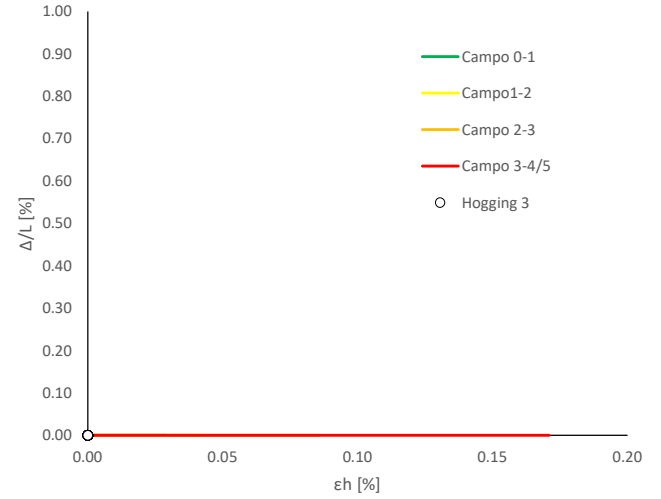
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



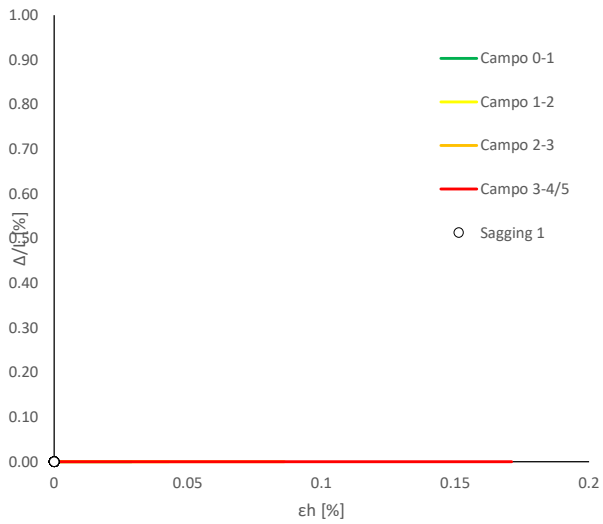
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



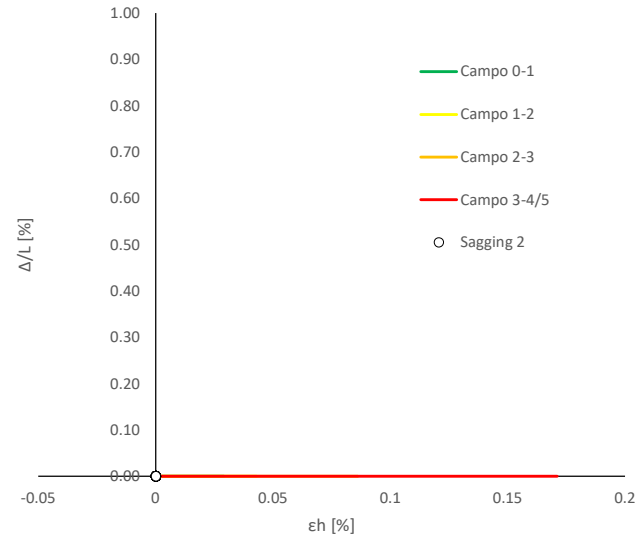
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



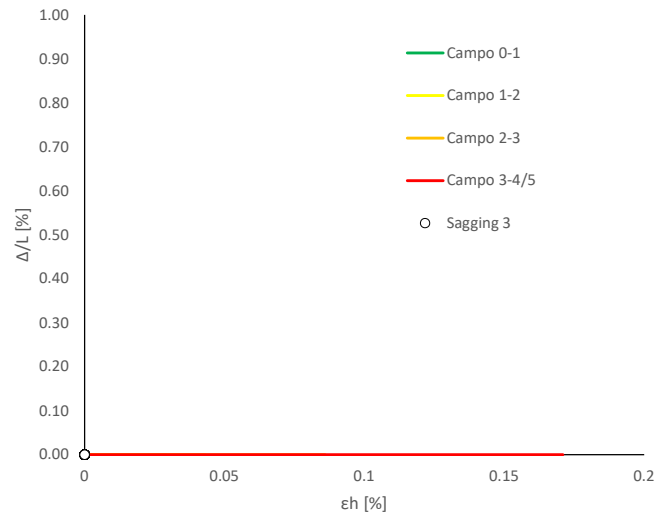
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_E2 All\_1"

**Dati Edificio**

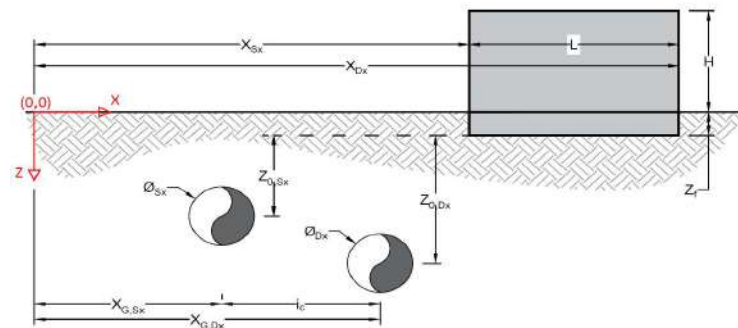
L [m]	10.6	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	6.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	6.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	50.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	43.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	12.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Agricolo	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	1.625	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	1.625	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	8.7	17.4	26.0
Doppia Galleria	8.7	17.4	26.0

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	8.7	17.4	26.0
Doppia Galleria	8.7	17.4	26.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

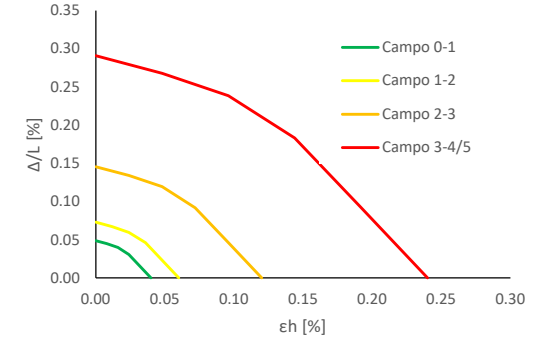
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

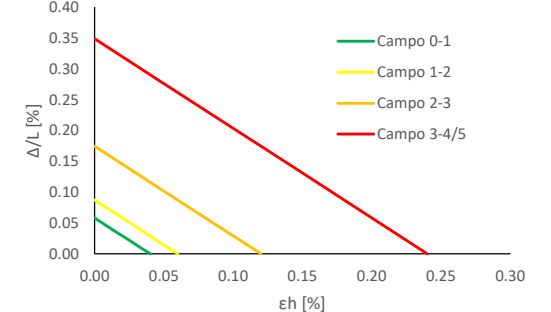
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	8.2	8.2	8.2
Sagging 1	2.4	2.4	2.4
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



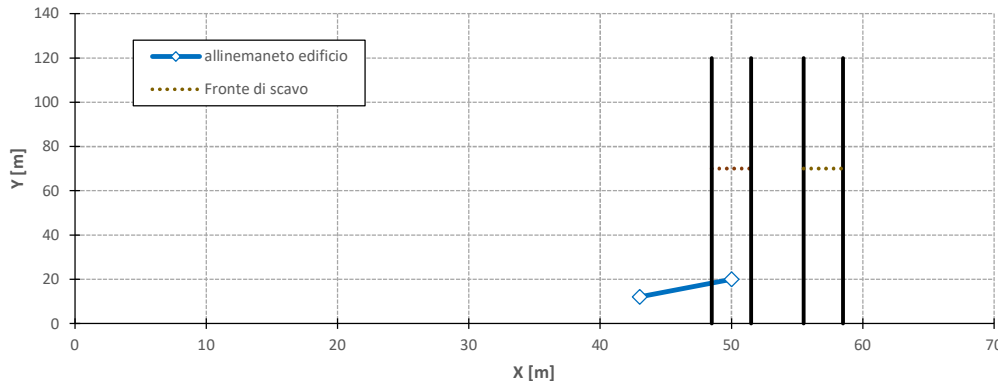
Abaco di Danno Hogging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



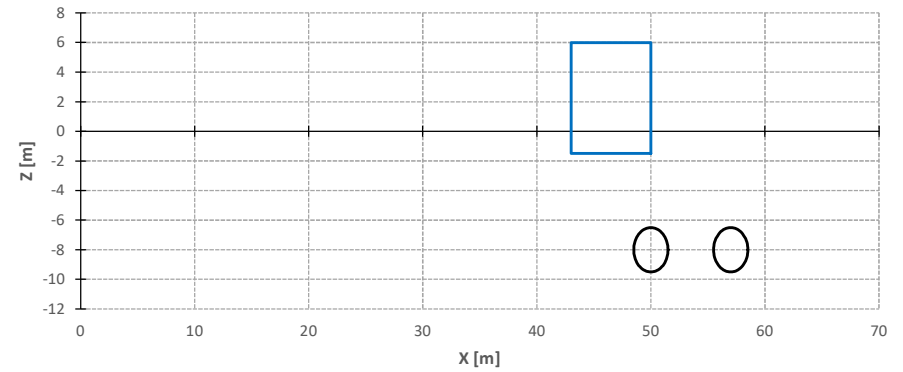
Abaco di Danno Sagging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



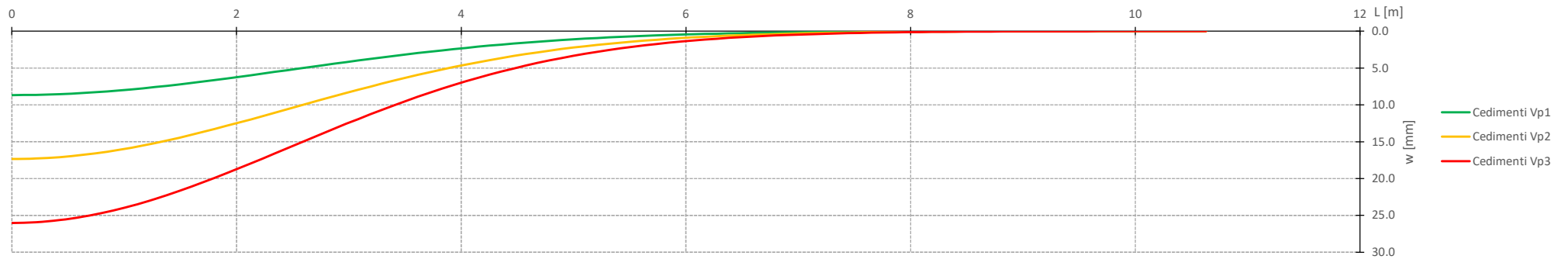
Vista in pianta



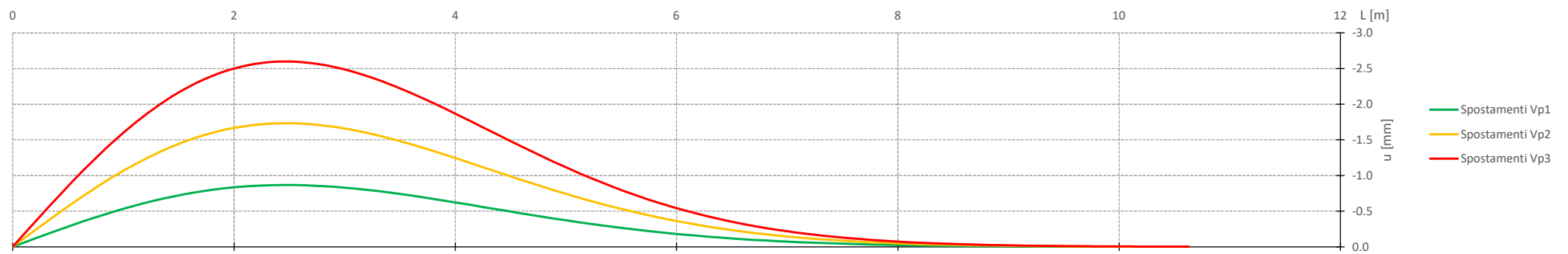
Vista in sezione



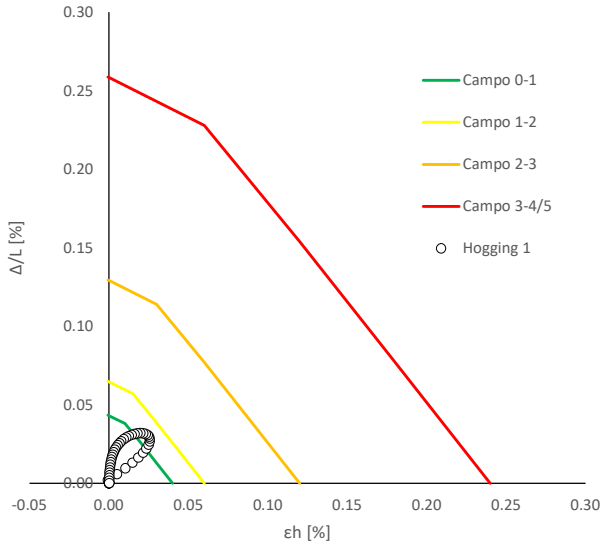
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



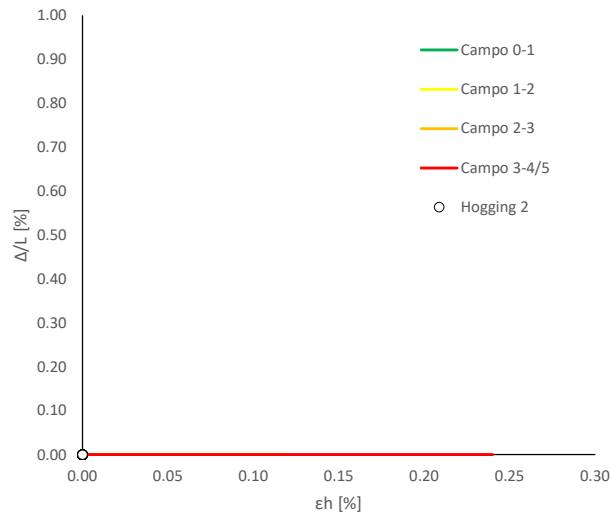
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



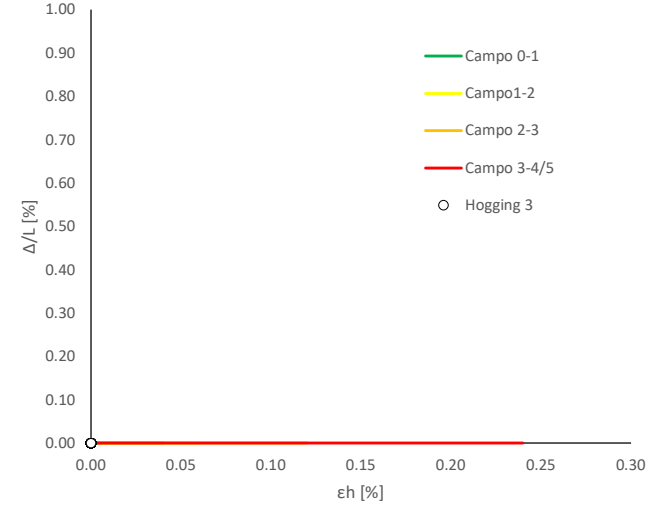
Abaco di Danno - Hogging I - VPI



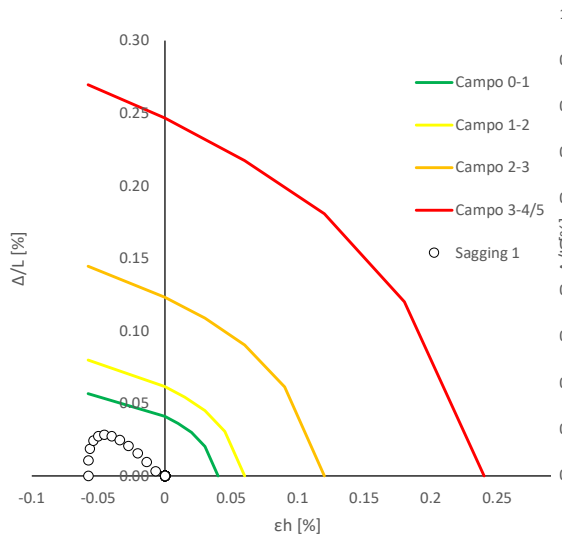
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



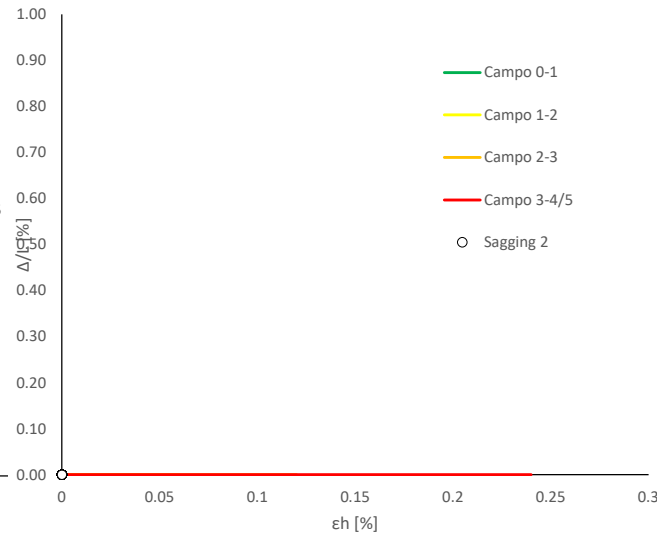
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



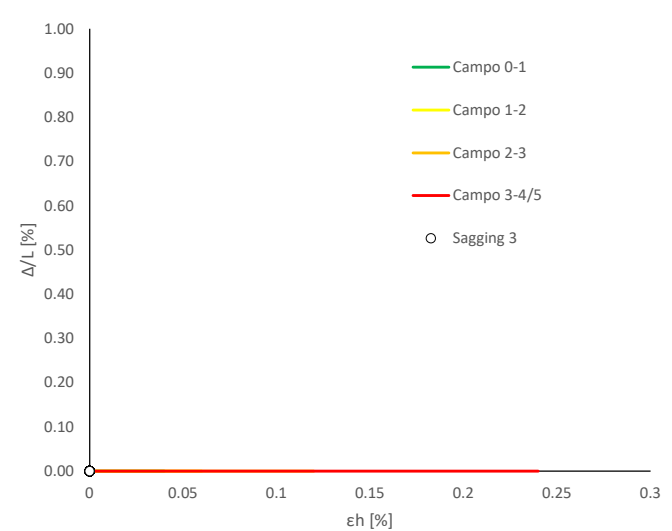
Abaco di Danno - Sagging I - VPI

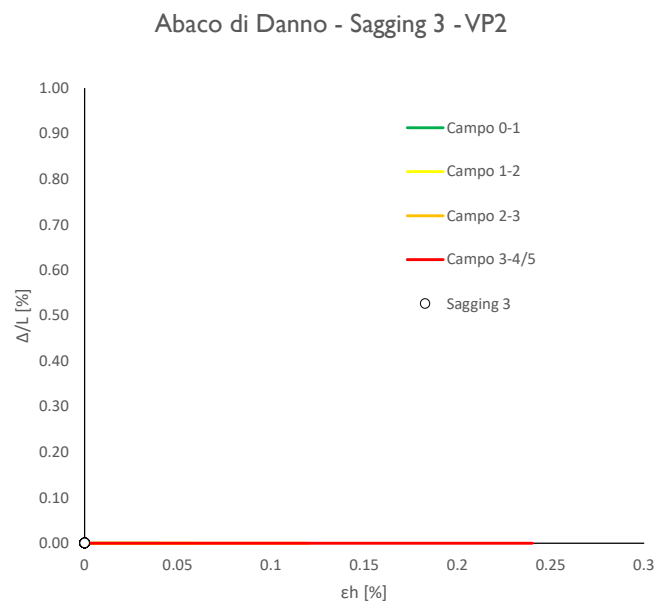
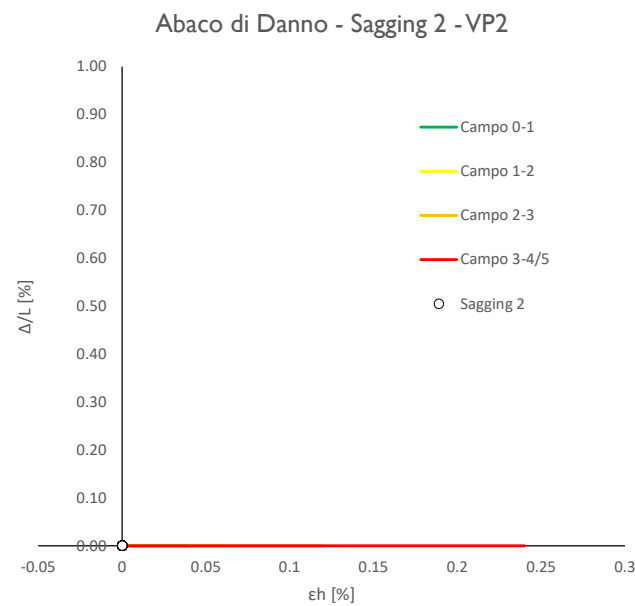
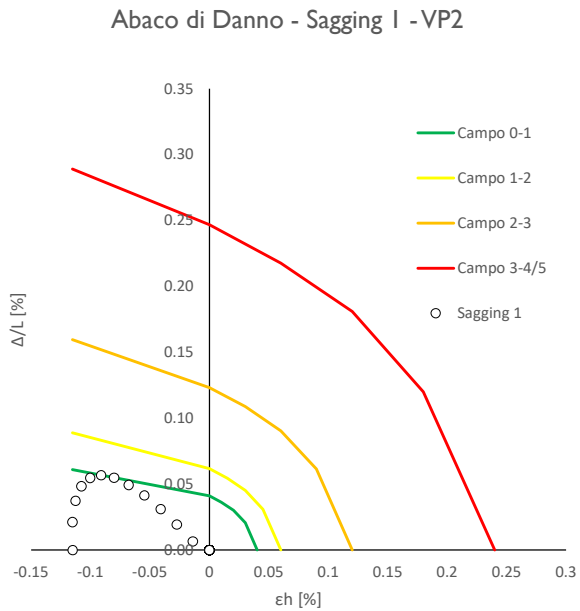
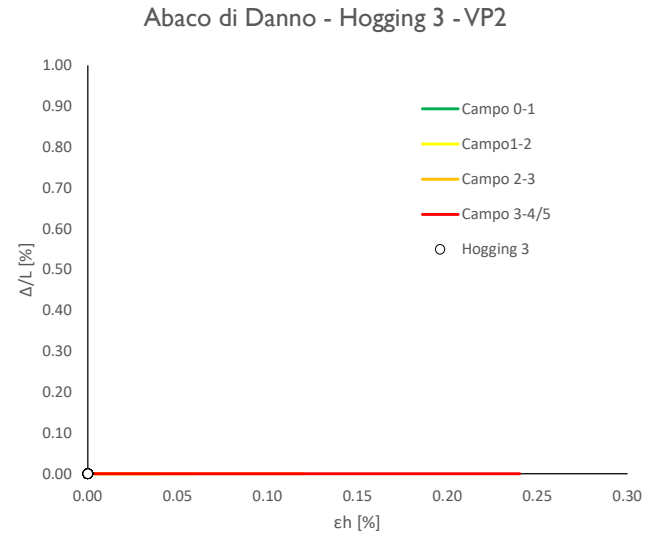
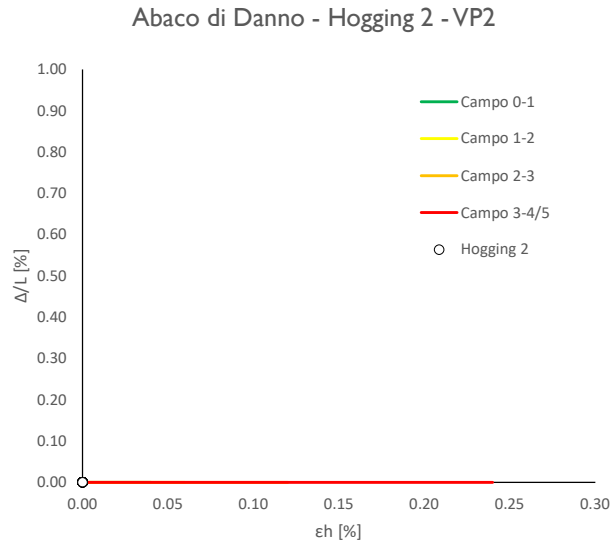
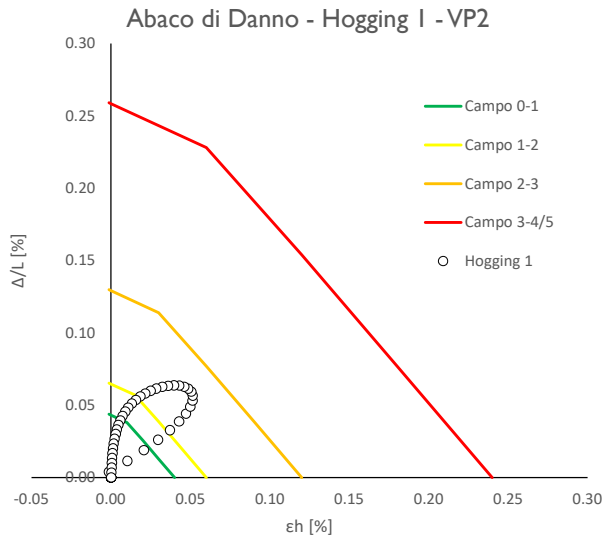


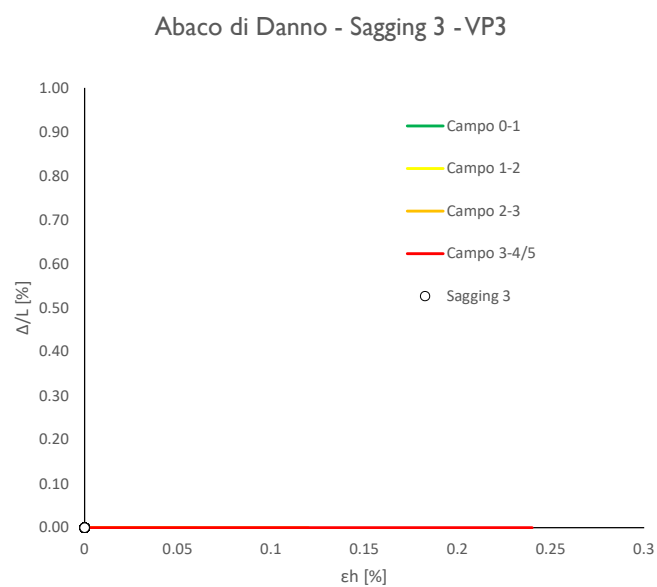
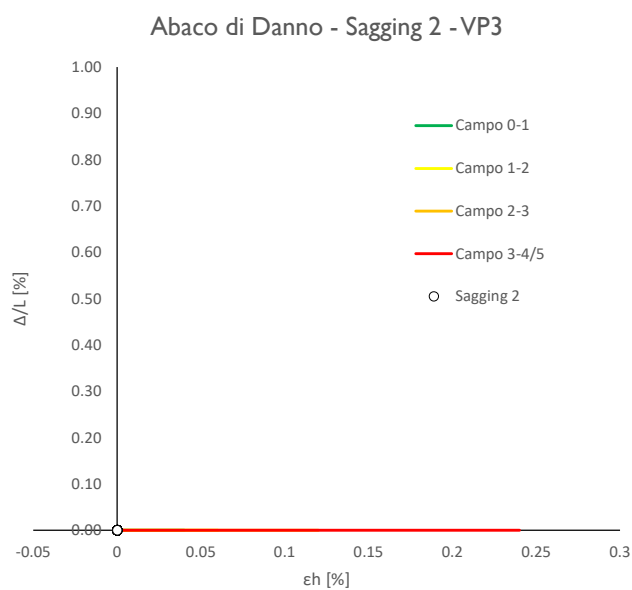
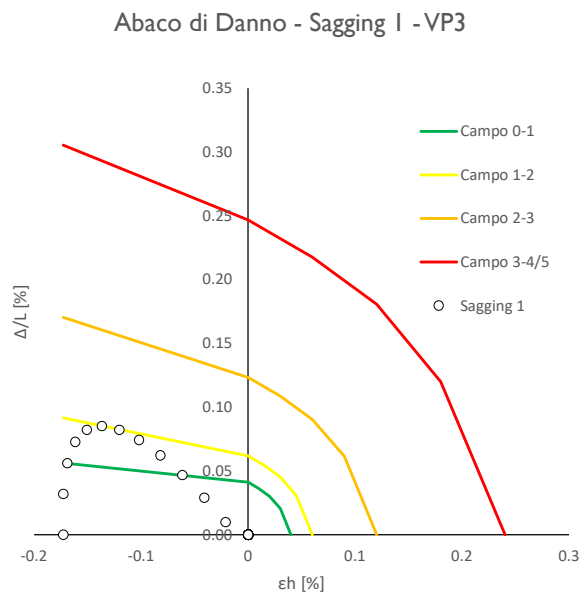
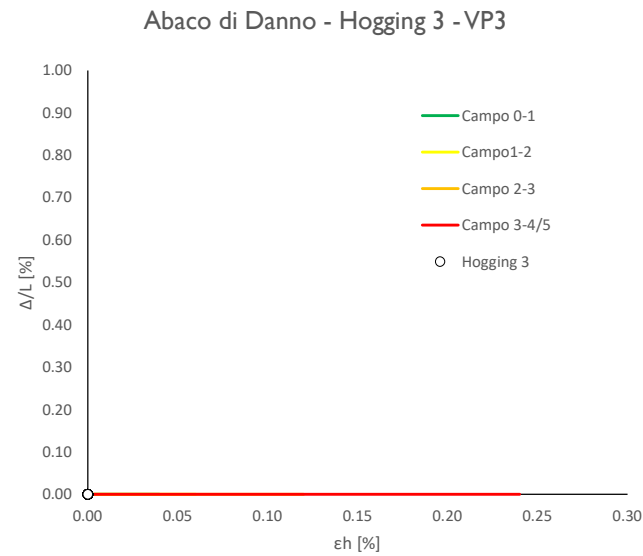
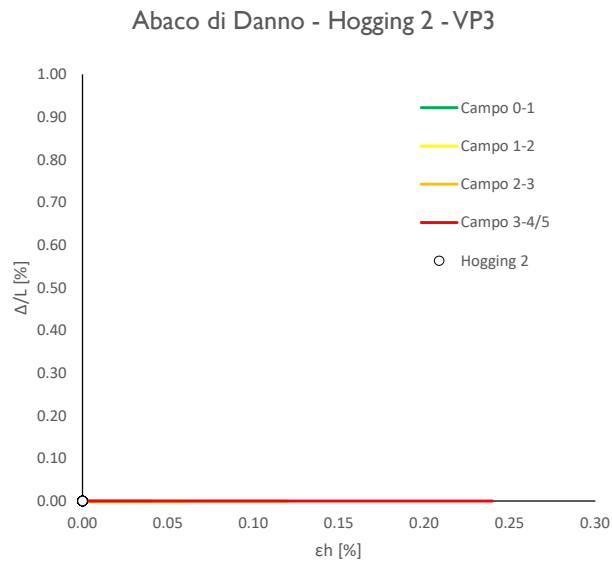
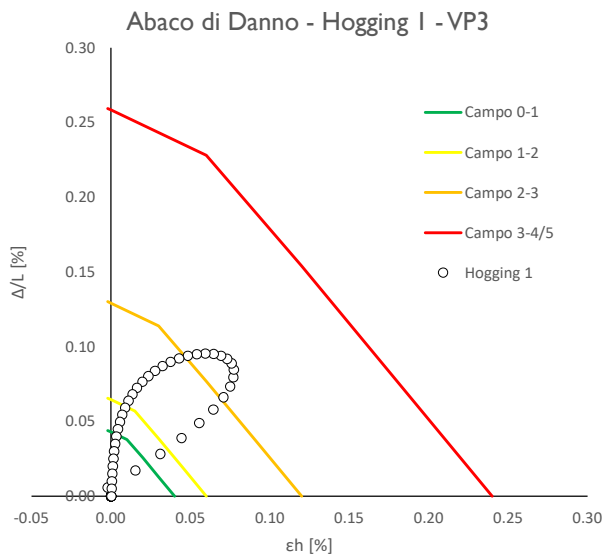
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI









Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_E2 All\_1" Interazione T/S

**Dati Edificio**

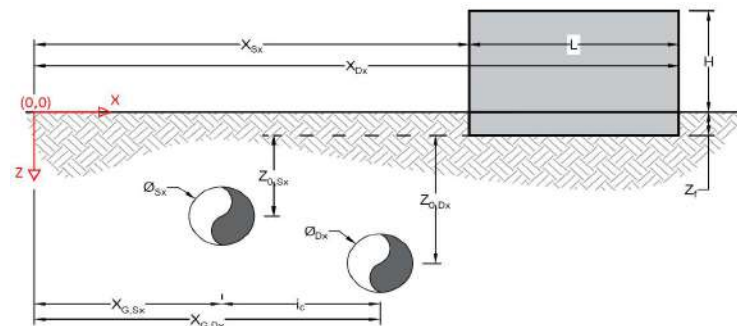
L [m]	10.6	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	6.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	6.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	50.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	43.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	12.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Agricolo	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

∅ <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
∅ <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	1.625	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	1.625	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	8.7	17.4	26.0
Doppia Galleria	8.7	17.4	26.0

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	8.7	17.4	26.0
Doppia Galleria	8.7	17.4	26.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

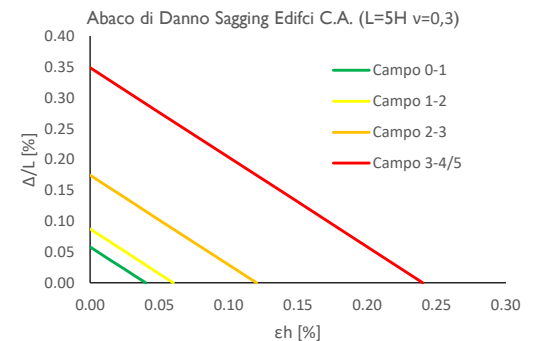
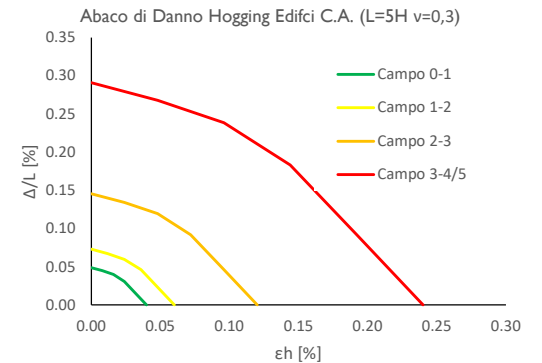
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Tipo di Danno**

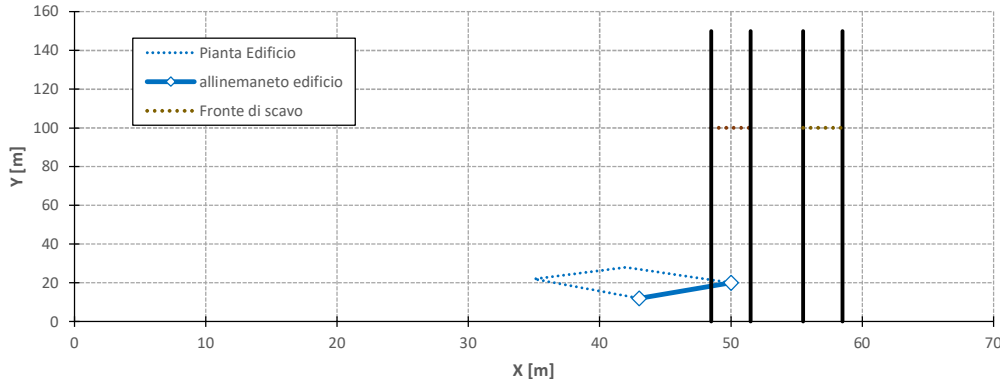
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

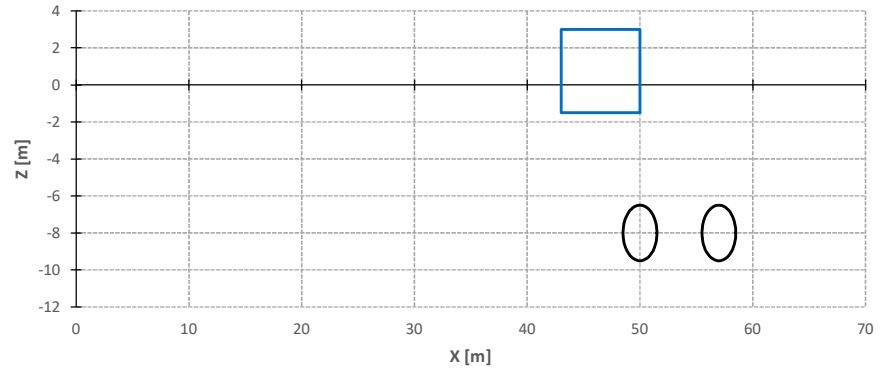
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	8.2	8.2	8.2
Sagging 1	2.4	2.4	2.4
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



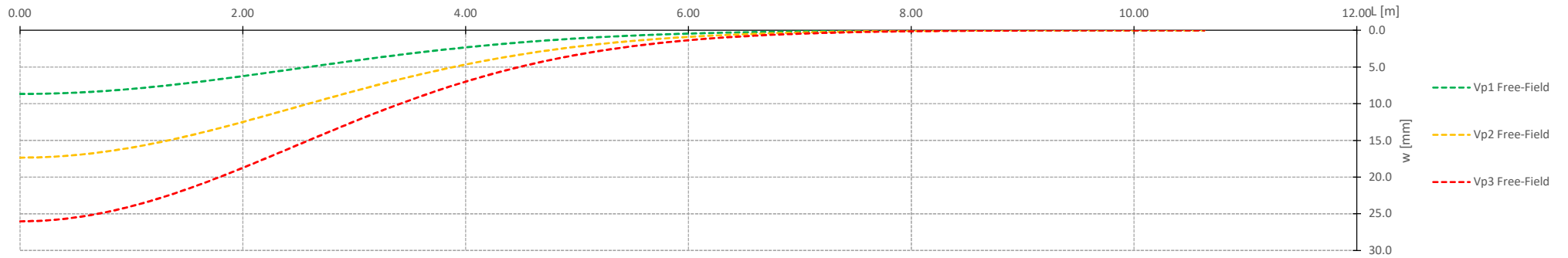
Vista in pianta



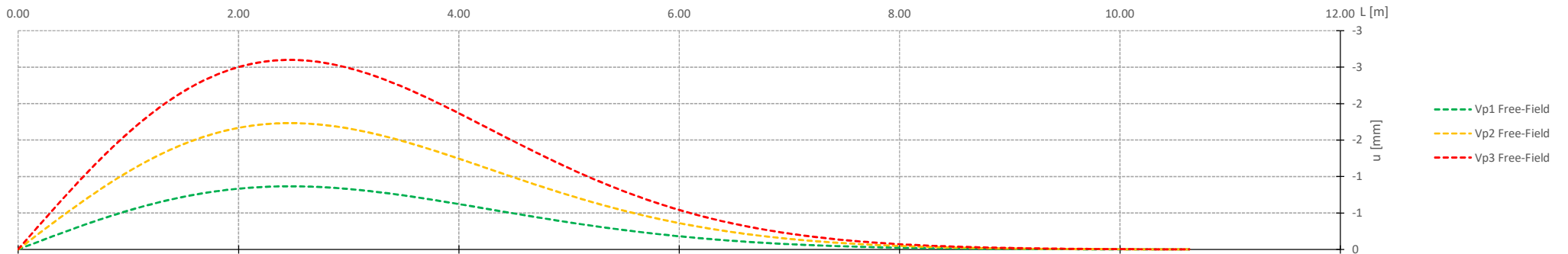
Vista in sezione



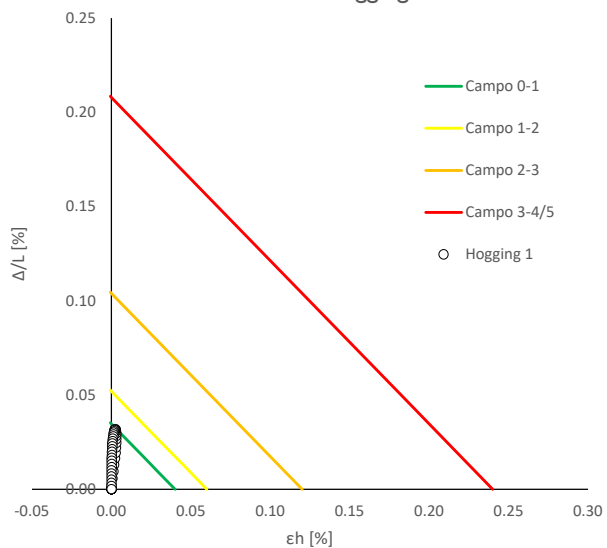
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



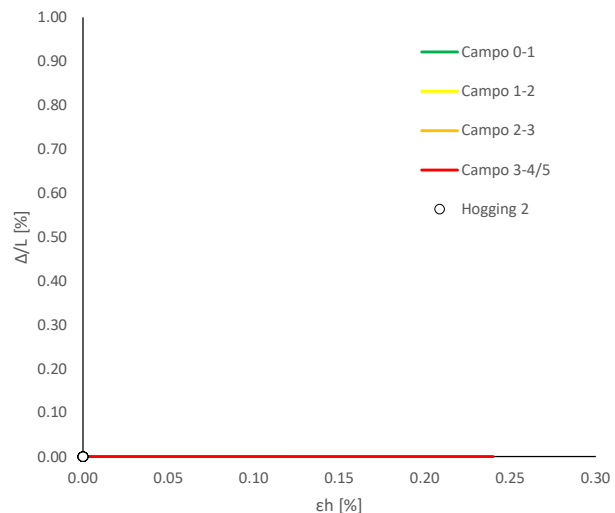
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



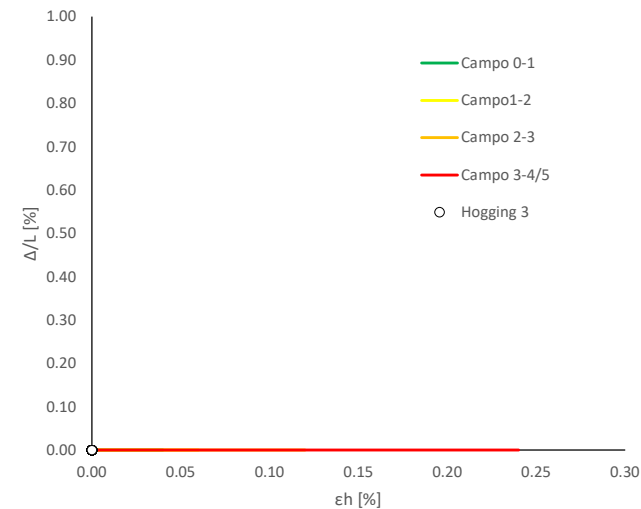
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



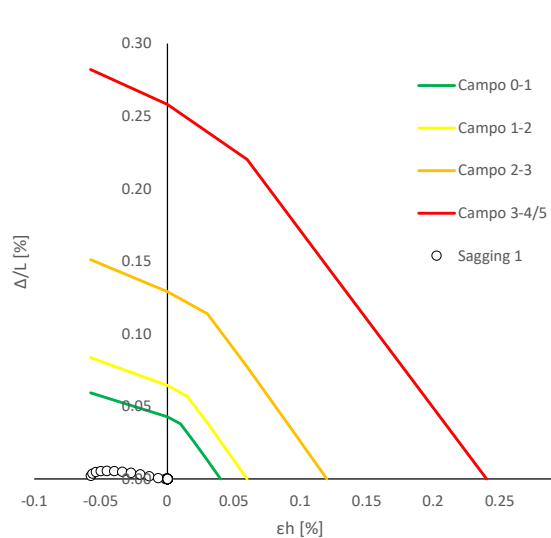
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



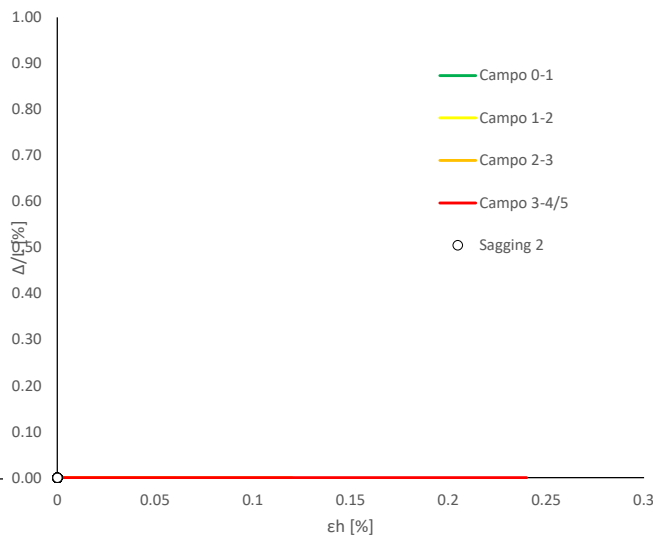
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



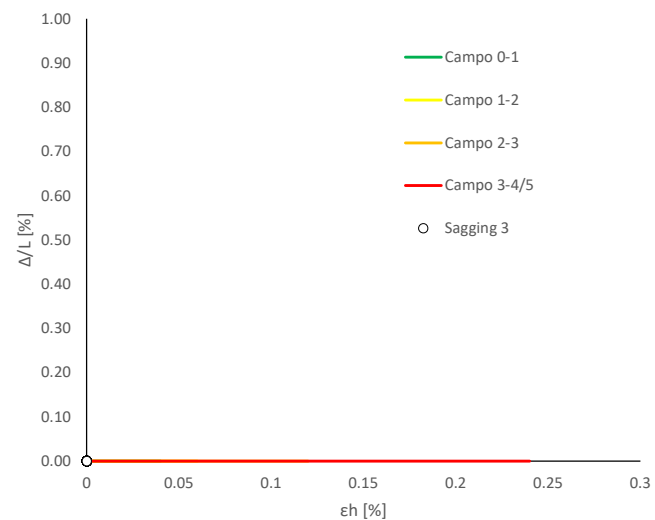
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



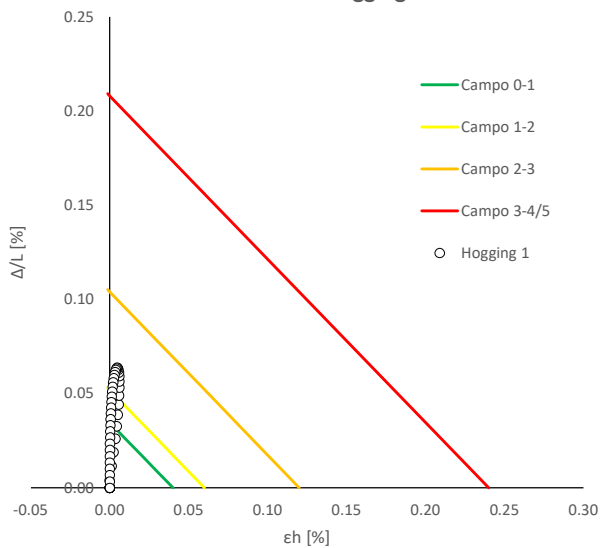
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



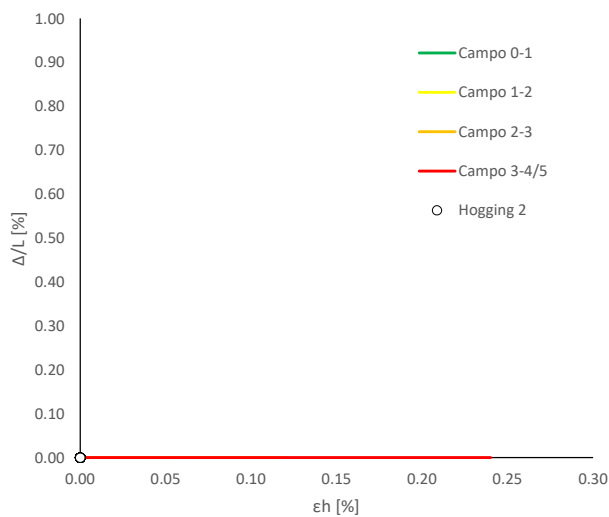
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



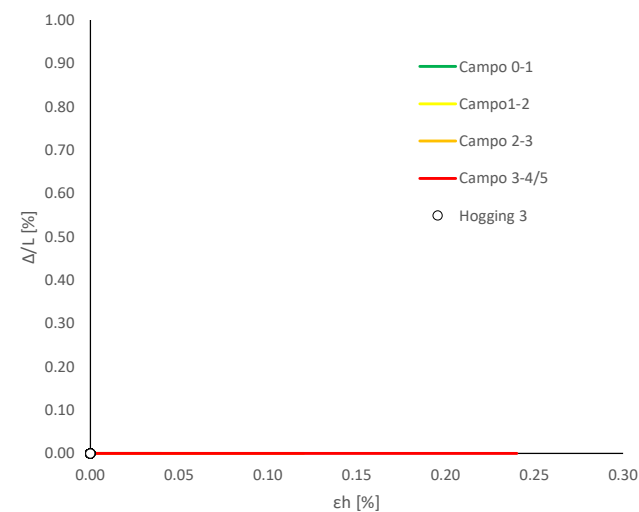
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



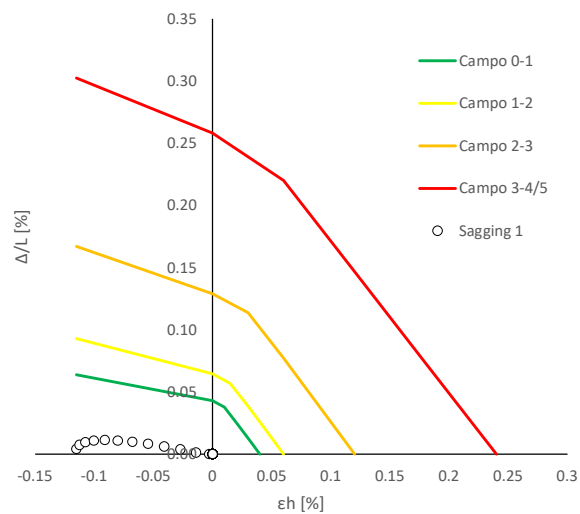
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



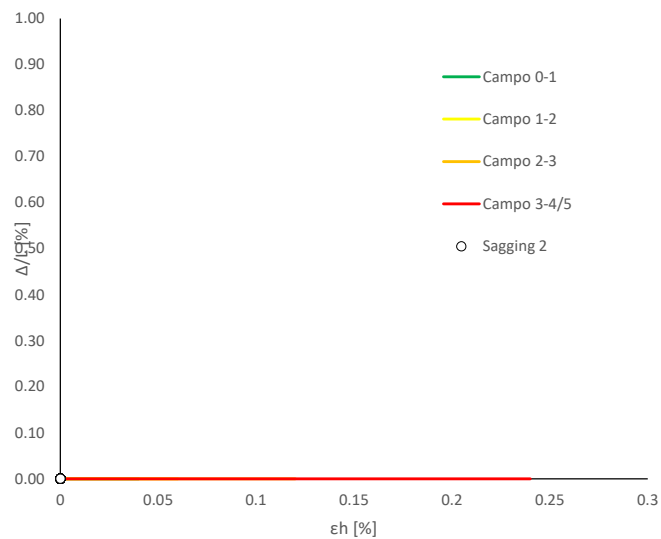
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



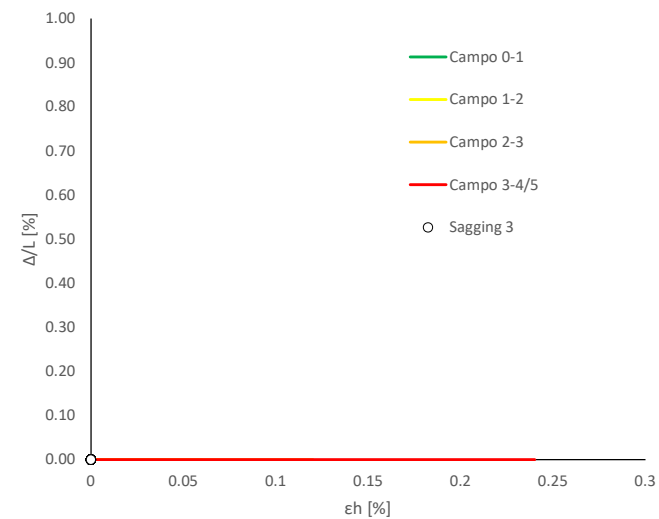
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



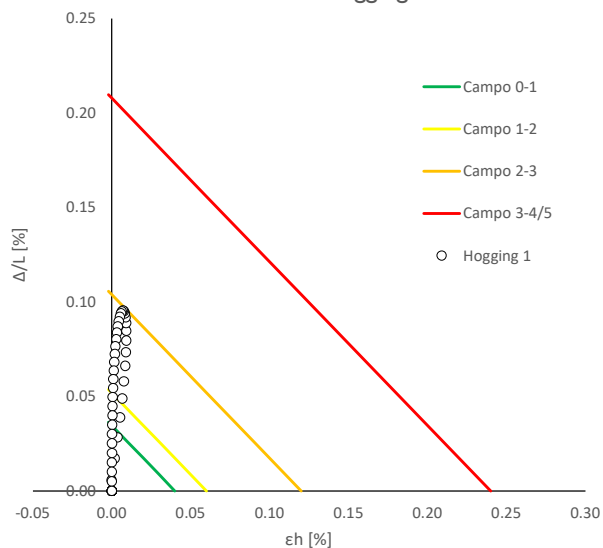
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



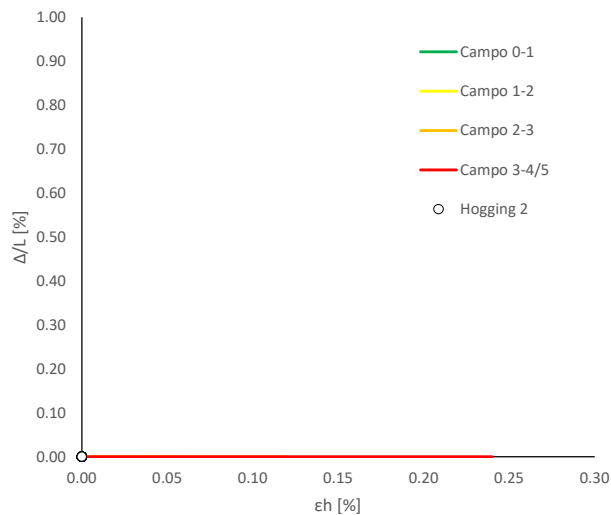
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



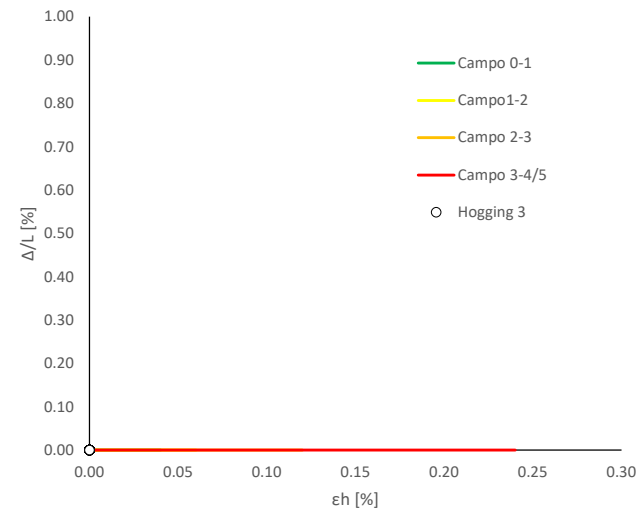
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



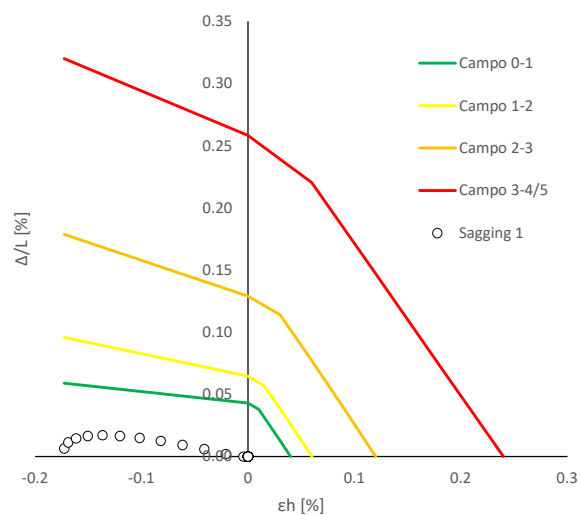
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



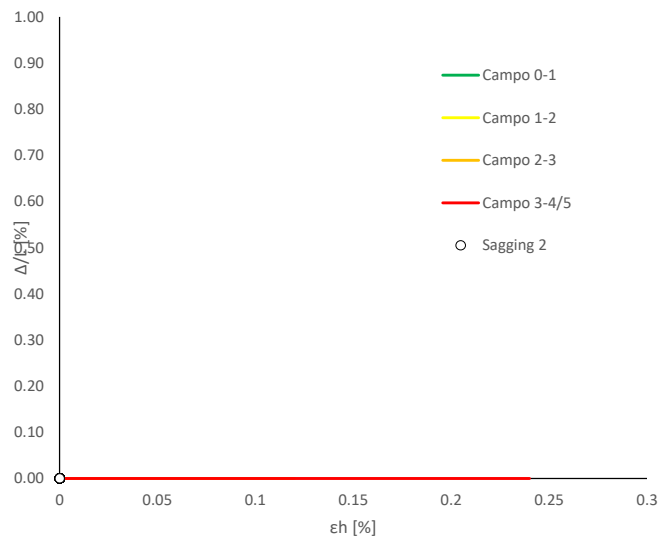
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



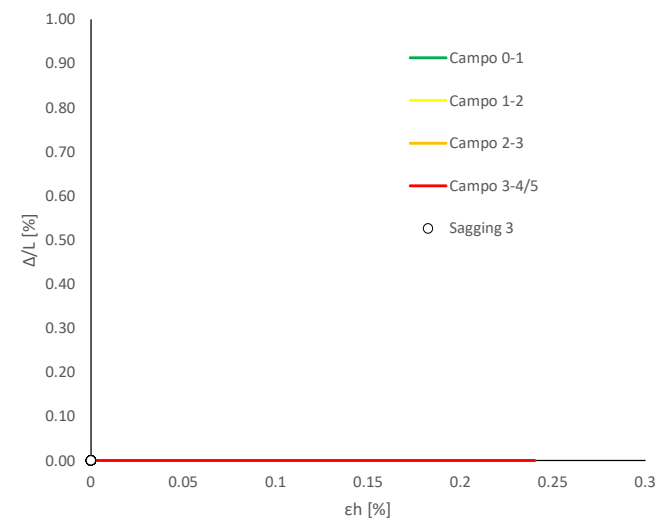
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_E2 All\_2"

**Dati Edificio**

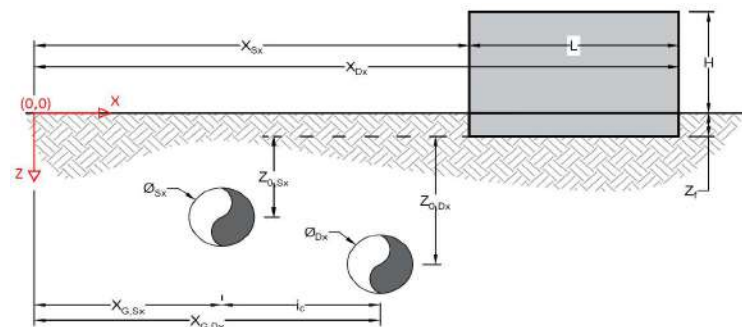
L [m]	7.1	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	6.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	6.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	50.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	45.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	25.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Reisidenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	1.625	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	1.625	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	8.7	17.4	26.0
Doppia Galleria	8.7	17.4	26.0

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	8.7	17.4	26.0
Doppia Galleria	8.7	17.4	26.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

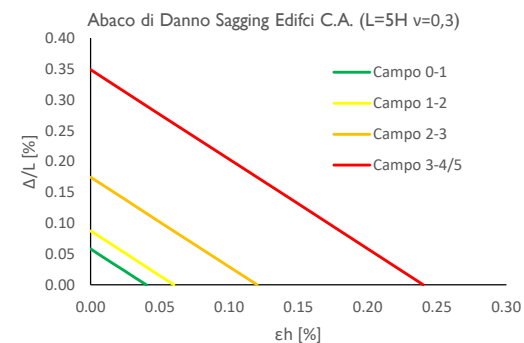
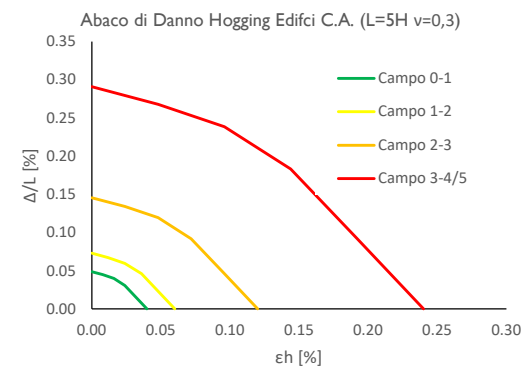
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.1	0.2	0.2
Doppia Galleria	0.1	0.2	0.2

**Tipo di Danno**

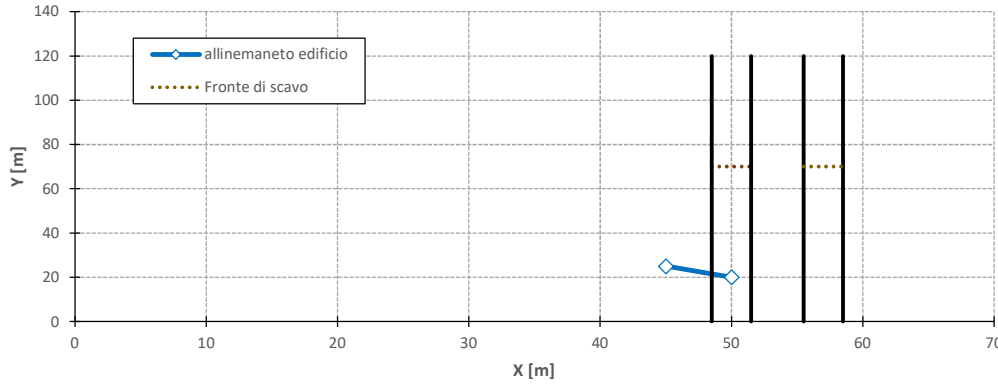
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

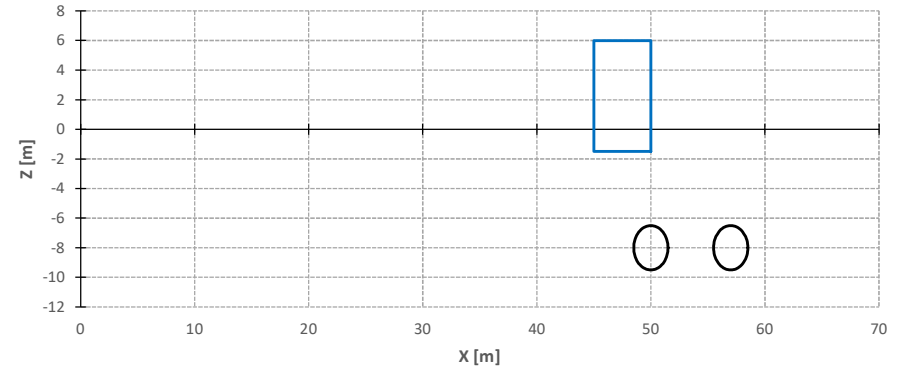
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	4.7	4.7	4.7
Sagging 1	2.3	2.3	2.3
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



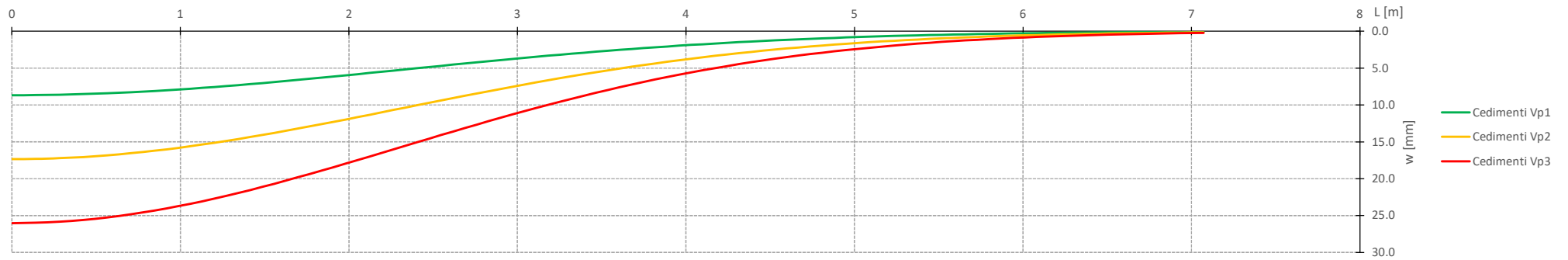
Vista in pianta



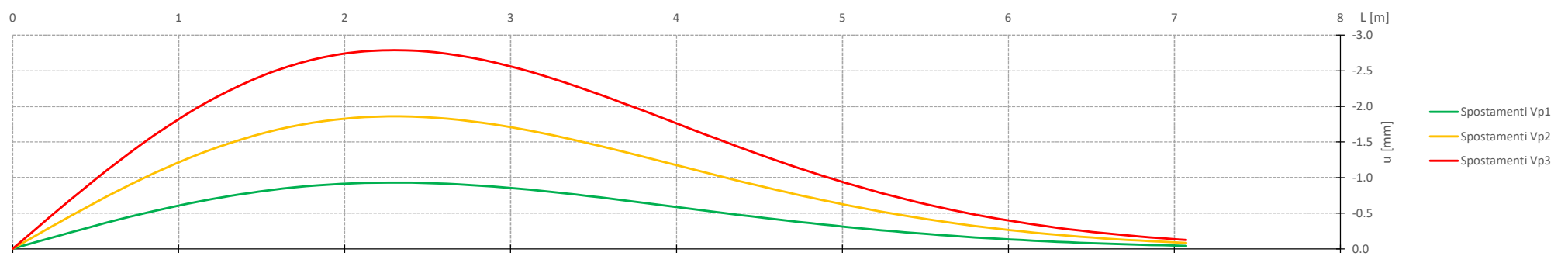
Vista in sezione

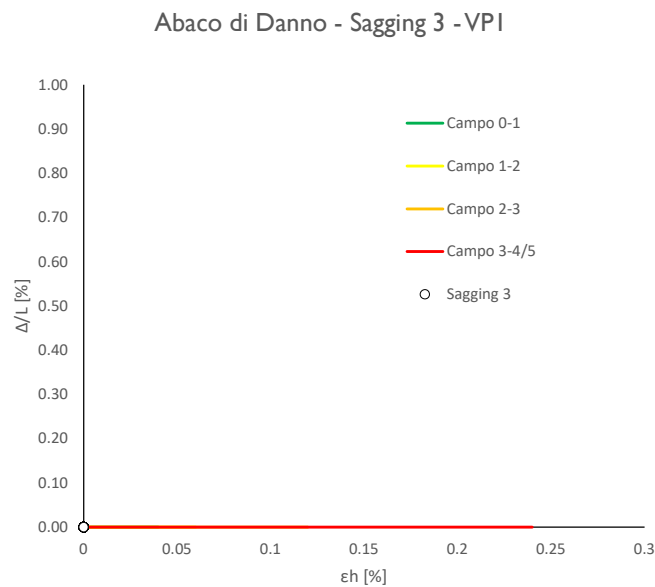
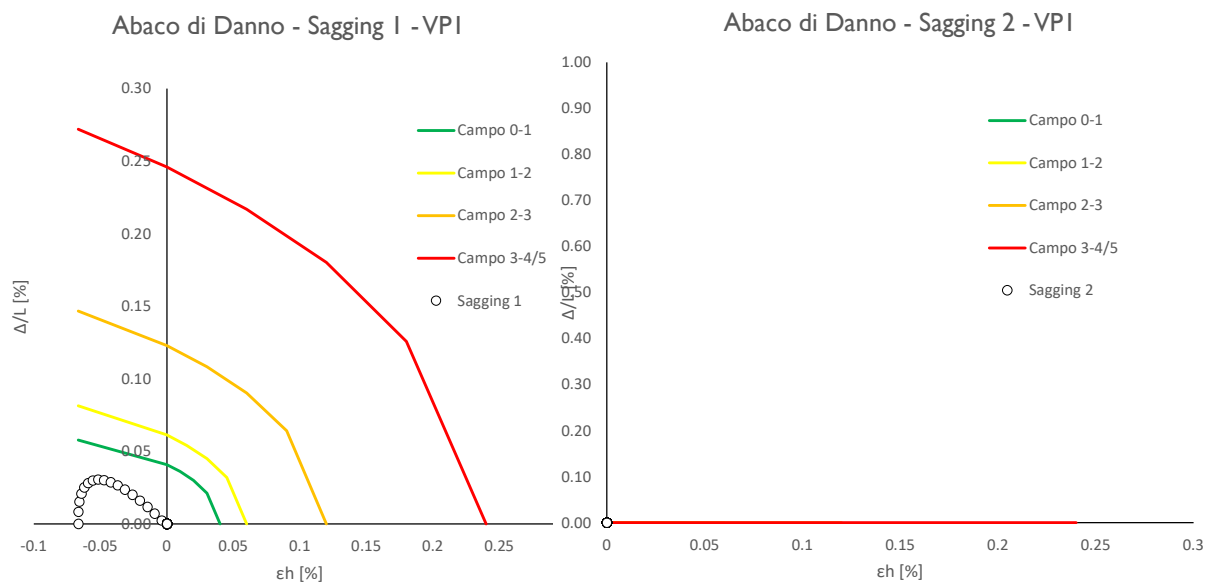
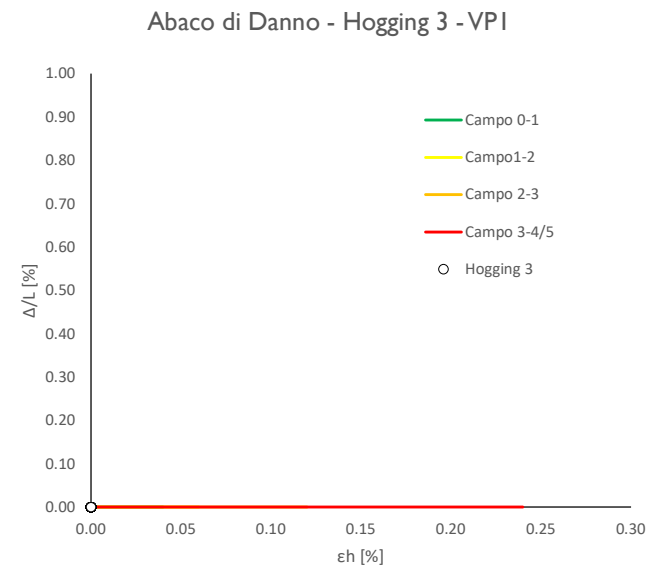
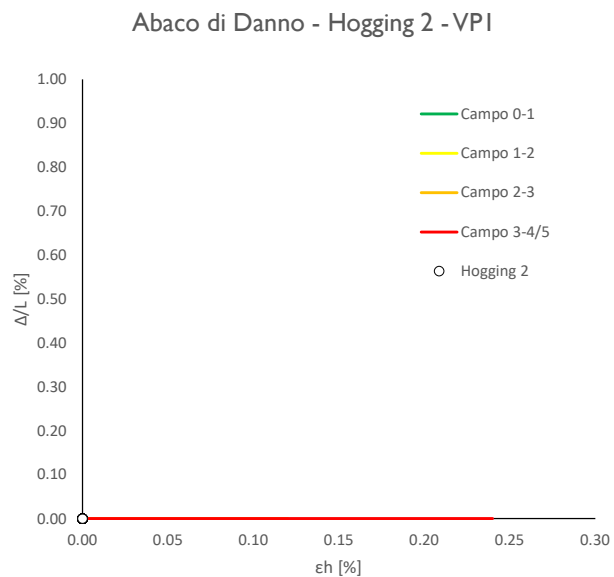
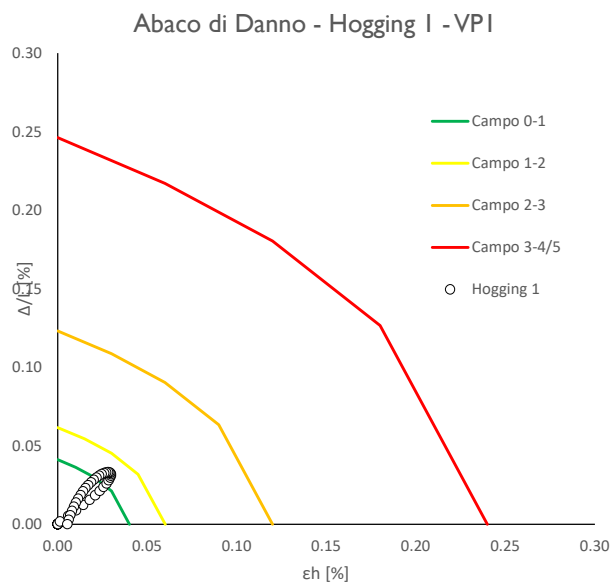


Cedimenti Verticali allineamento Fabbriato

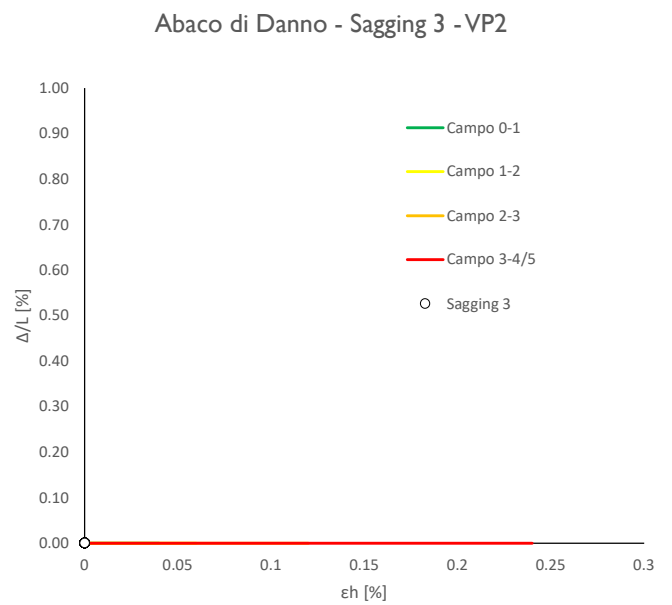
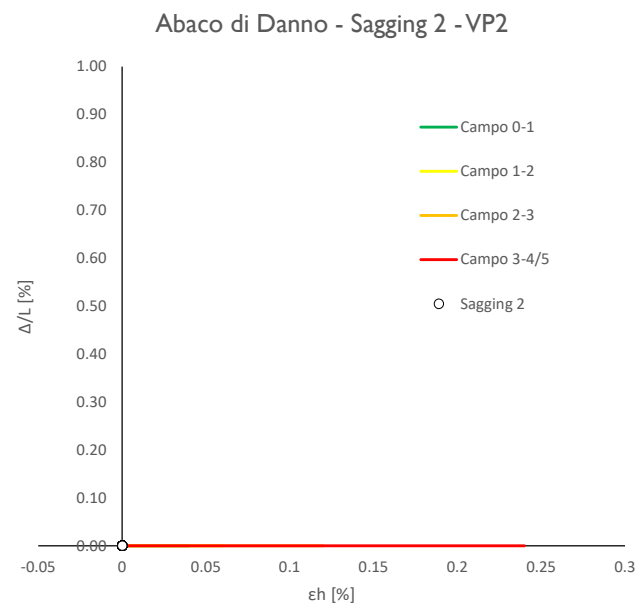
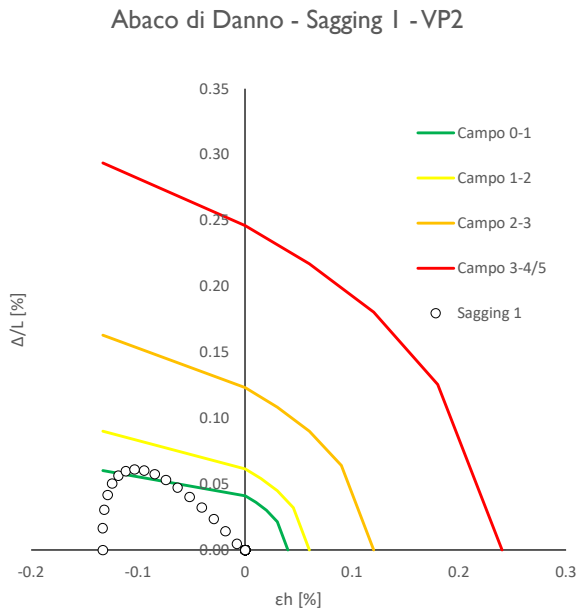
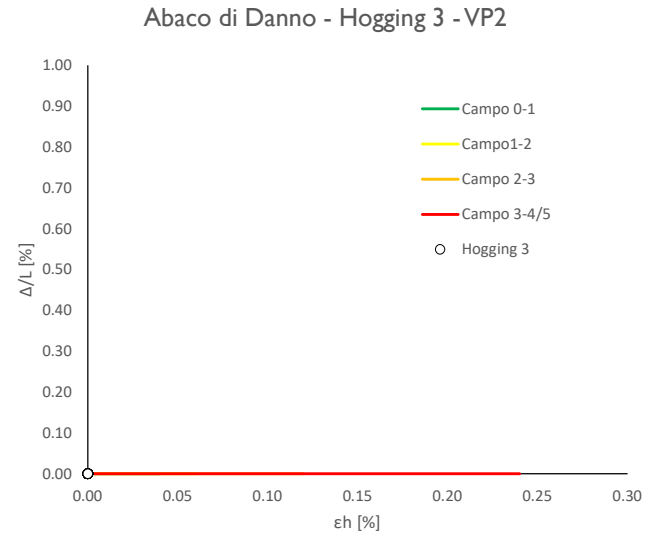
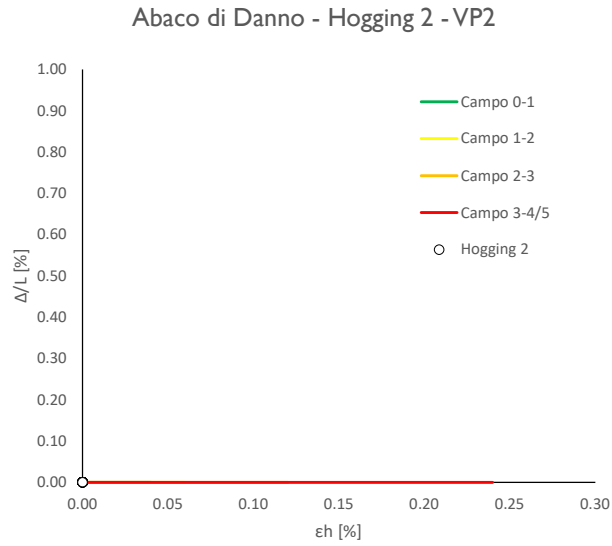
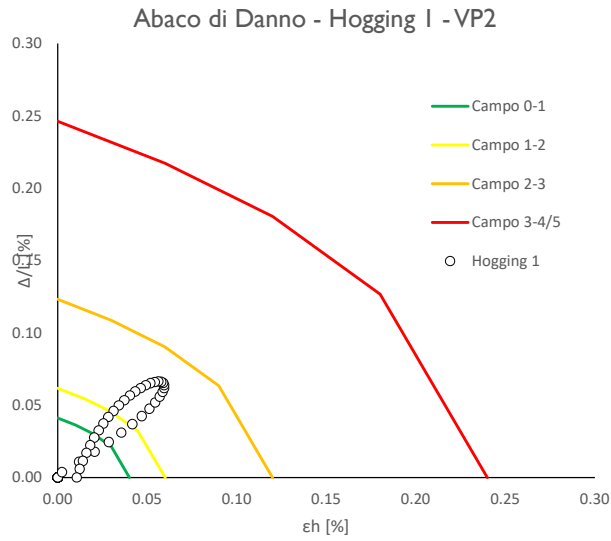


Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbriato

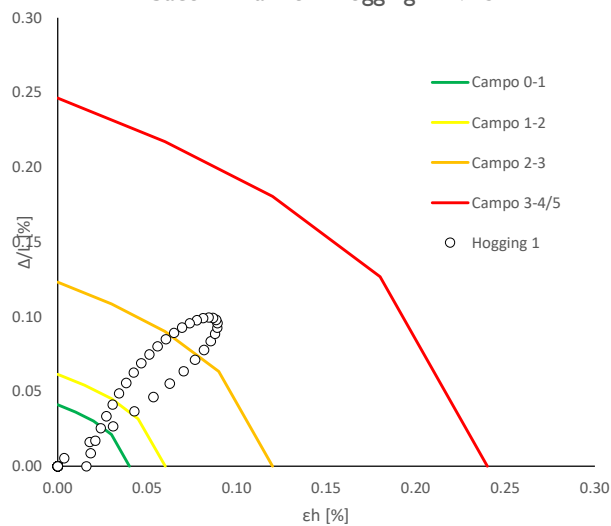




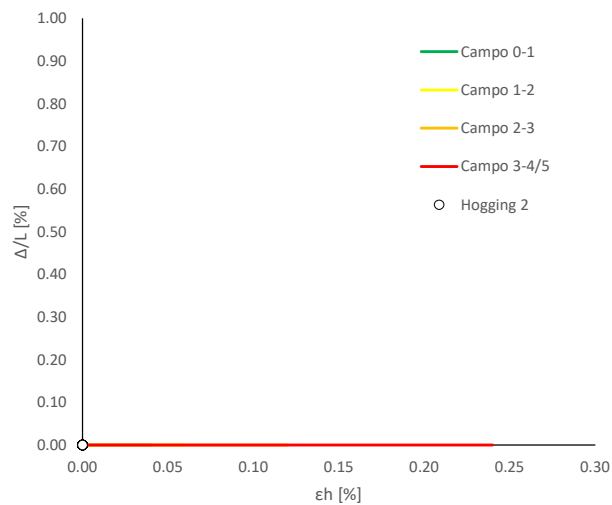




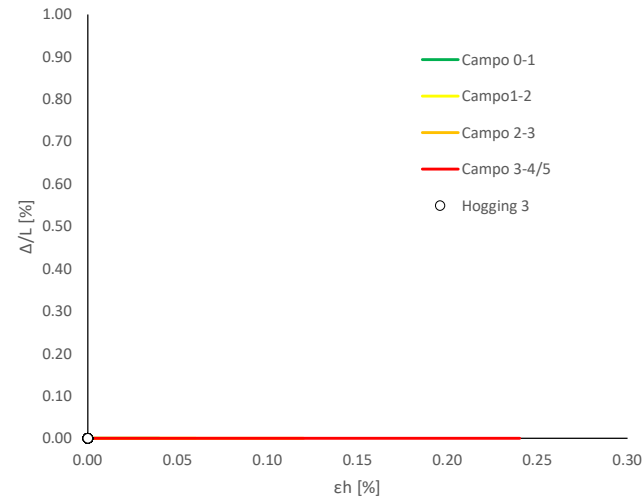
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



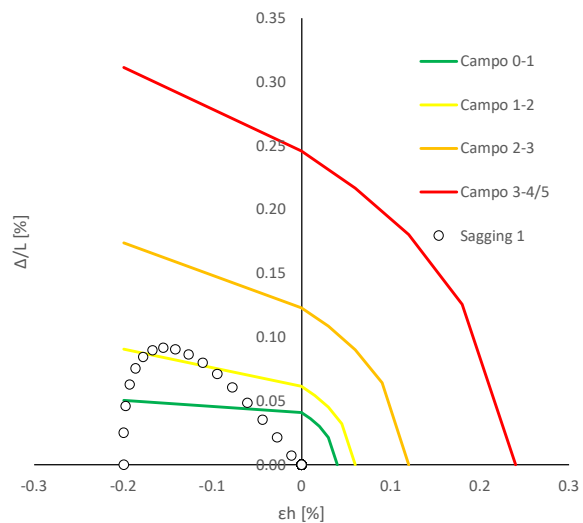
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



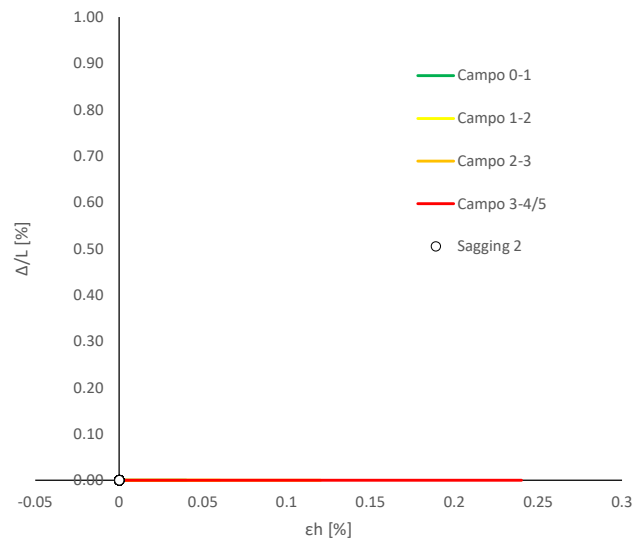
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



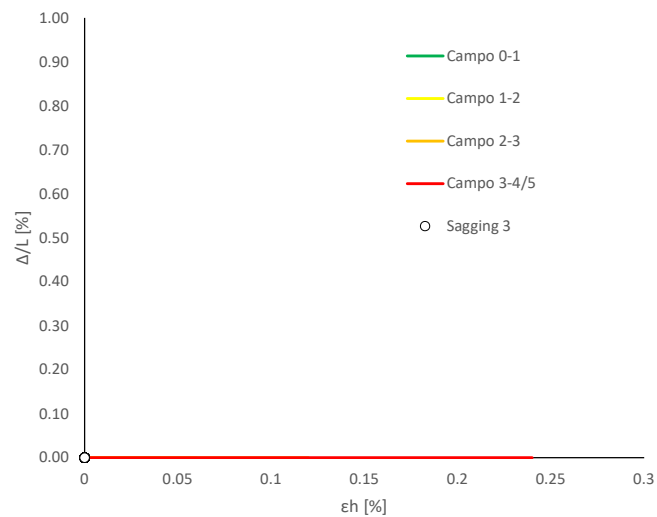
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_E2 All\_2" Interazione T/S

**Dati Edificio**

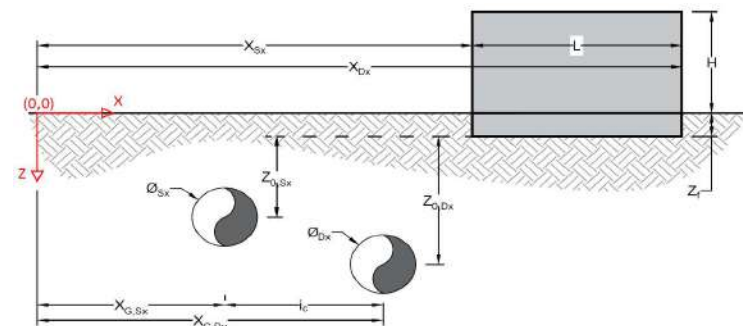
L [m]	7.1	Lunghezza Fabbricato
H [m]	4.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	1.5	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	6.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	6.5	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	50.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	45.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	20.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	25.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Agricolo	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

∅ <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
∅ <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	1.625	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	1.625	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	8.7	17.4	26.0
Doppia Galleria	8.7	17.4	26.0

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	8.7	17.4	26.0
Doppia Galleria	8.7	17.4	26.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

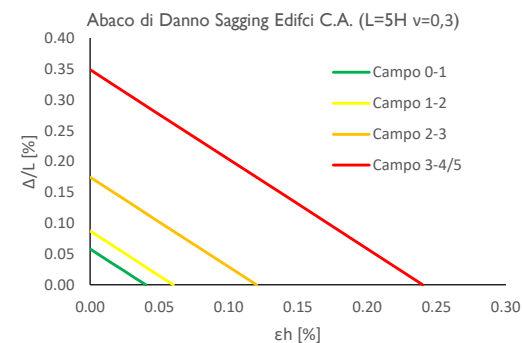
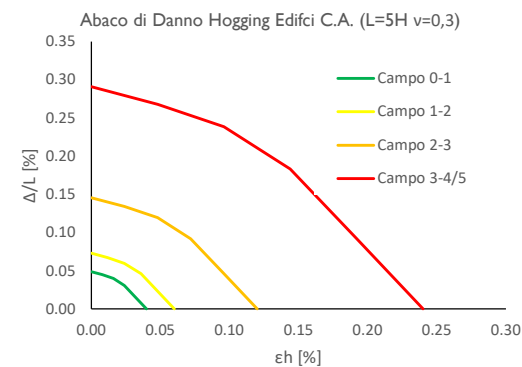
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.1	0.2	0.2
Doppia Galleria	0.1	0.2	0.2

**Tipo di Danno**

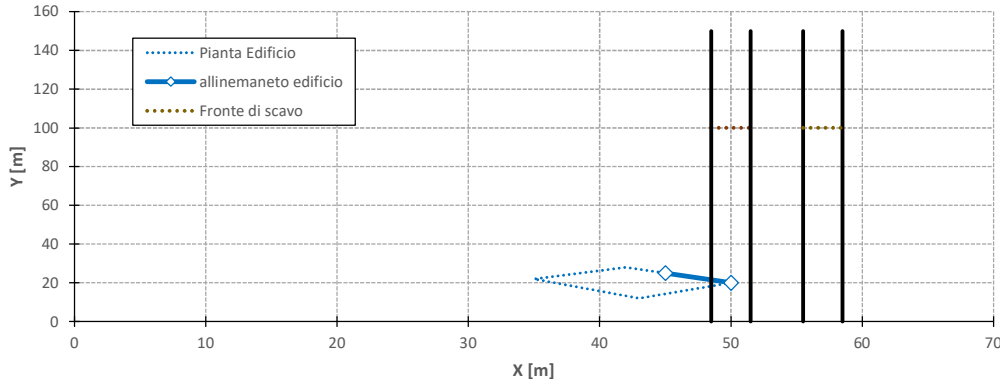
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	-	-	-
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

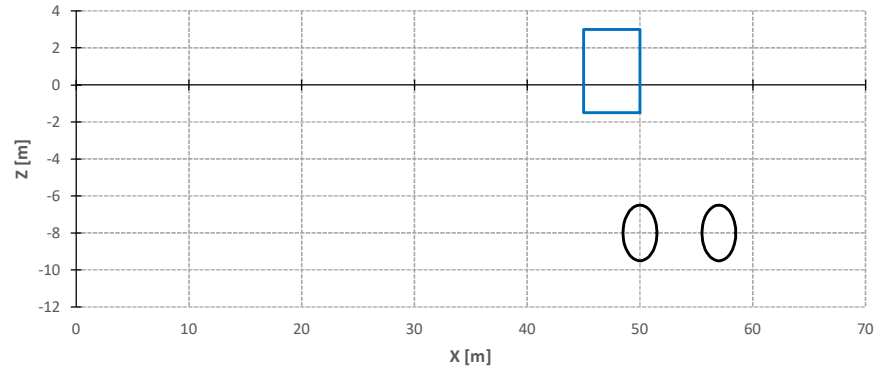
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	4.7	4.7	4.7
Sagging 1	2.3	2.3	2.3
Hogging 2	0.0	0.0	0.0
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



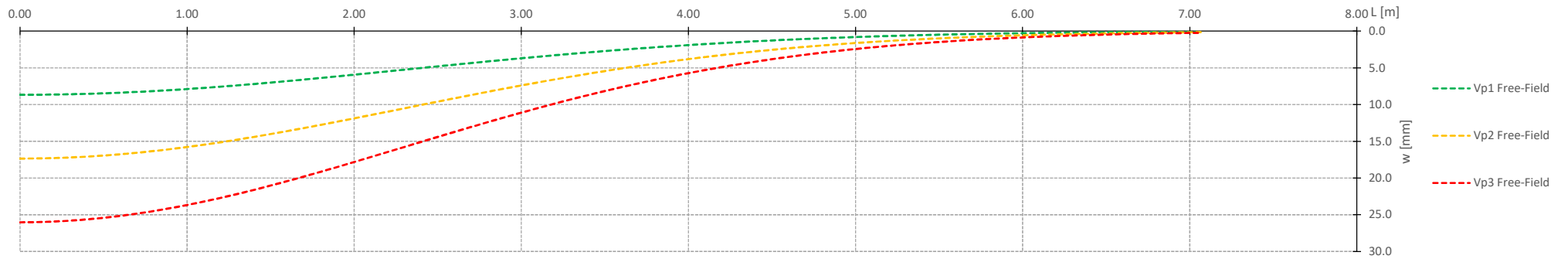
Vista in pianta



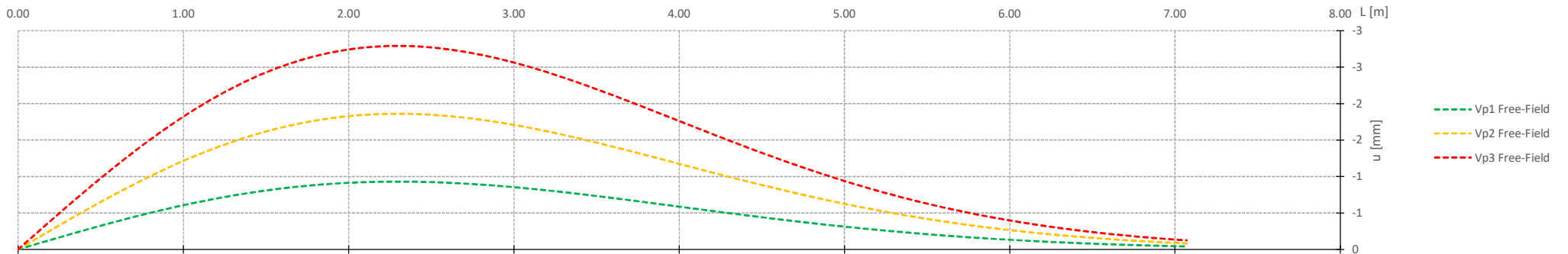
Vista in sezione



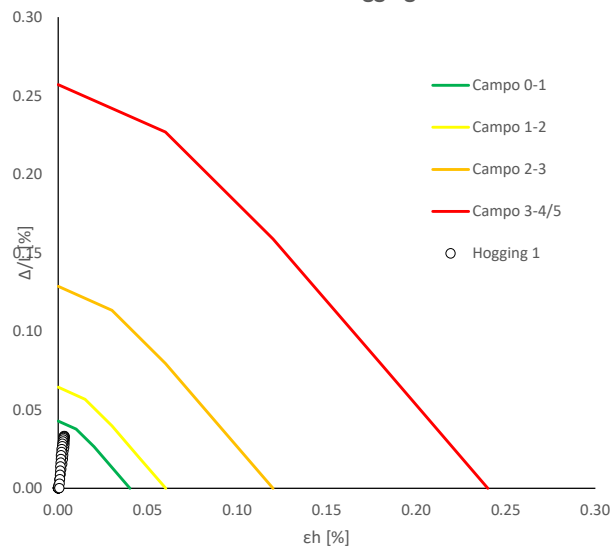
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



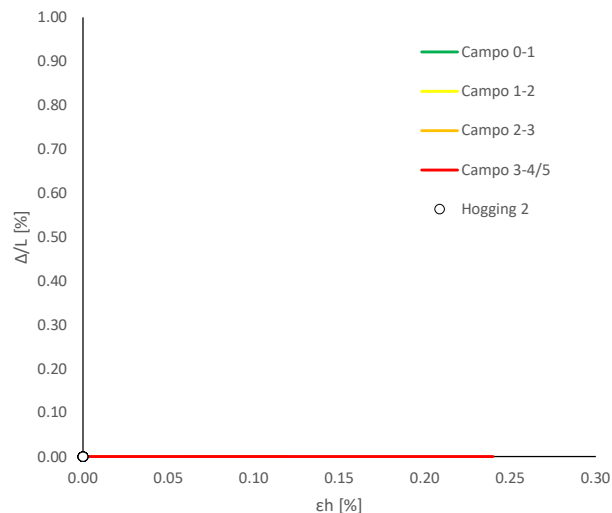
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



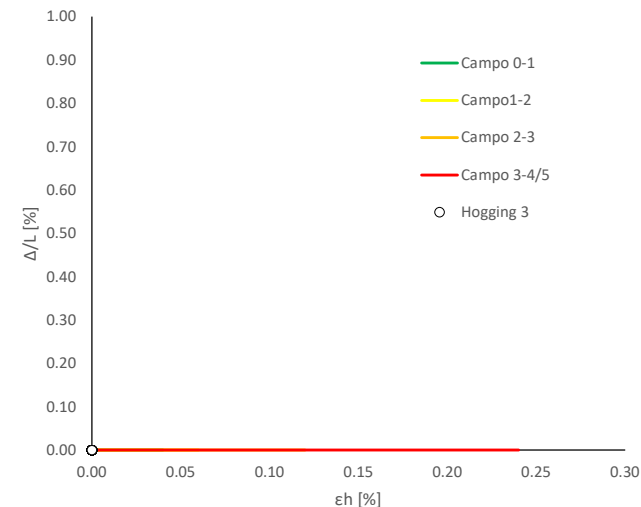
Abaco di Danno - Hogging 1 - VPI



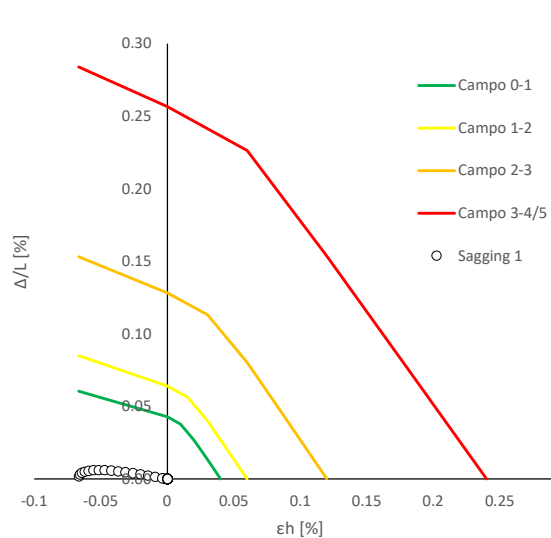
Abaco di Danno - Hogging 2 - VPI



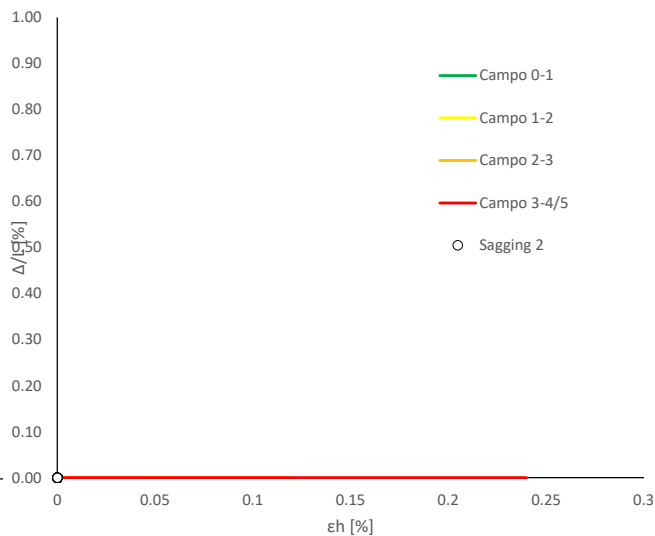
Abaco di Danno - Hogging 3 - VPI



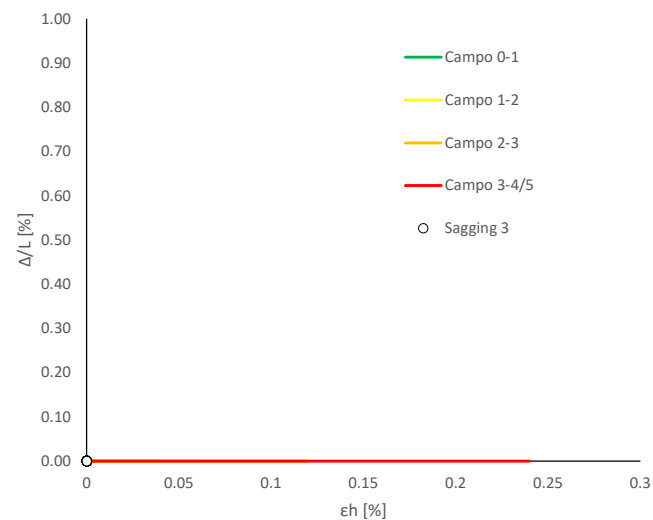
Abaco di Danno - Sagging 1 - VPI



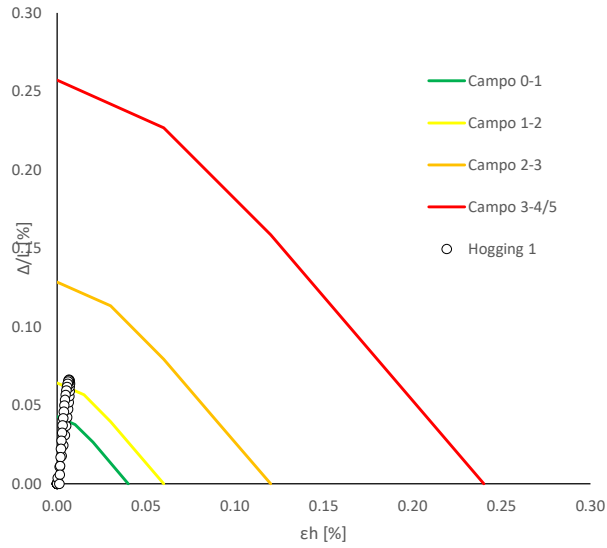
Abaco di Danno - Sagging 2 - VPI



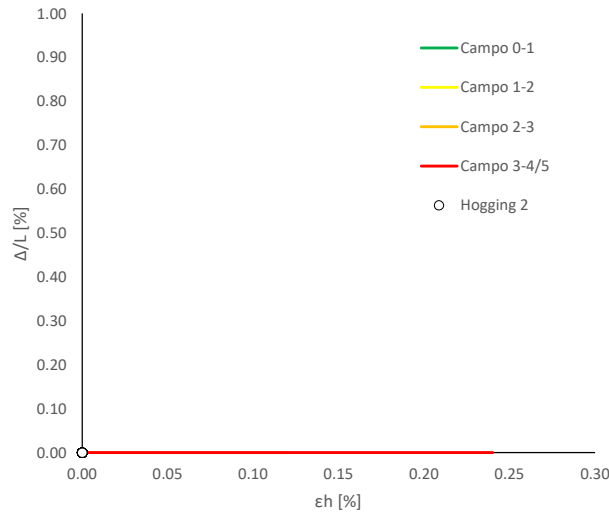
Abaco di Danno - Sagging 3 - VPI



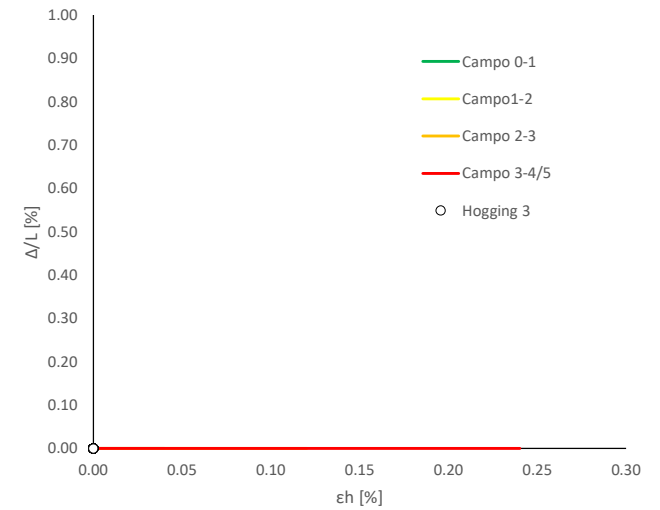
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP2



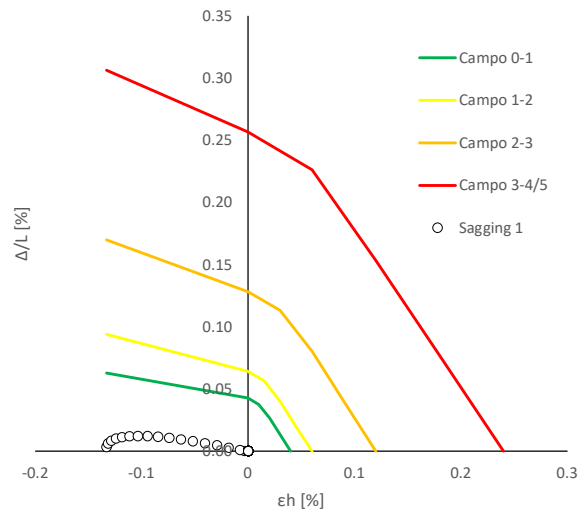
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP2



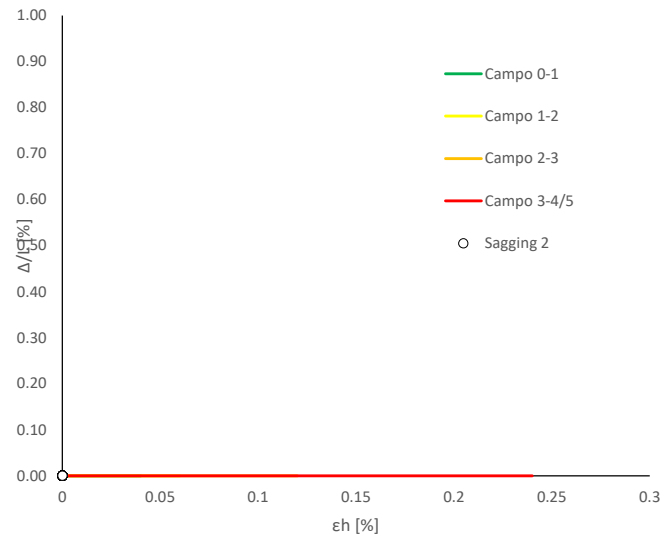
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP2



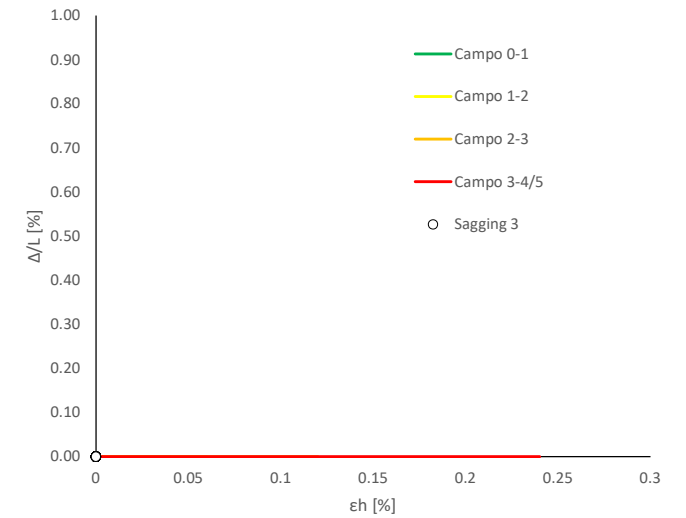
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP2



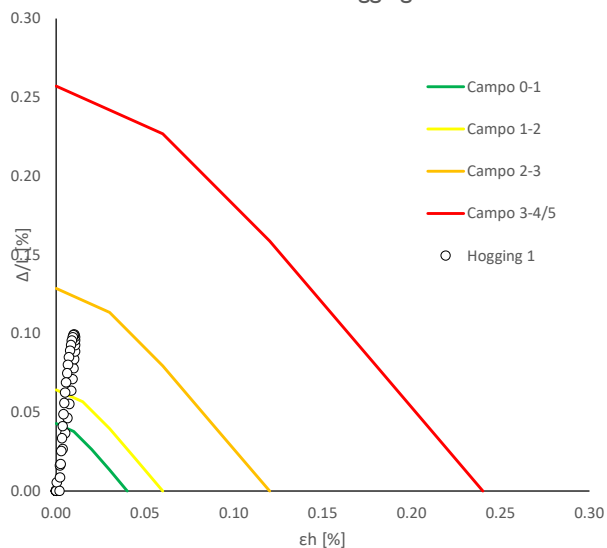
Abaco di Danno - Sagging 2 - VP2



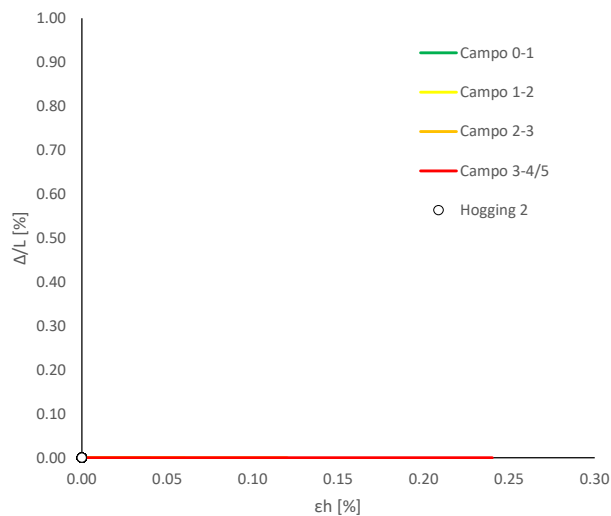
Abaco di Danno - Sagging 3 - VP2



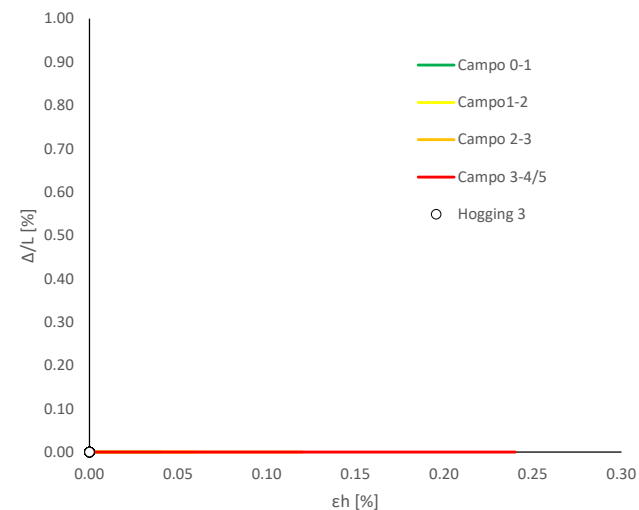
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



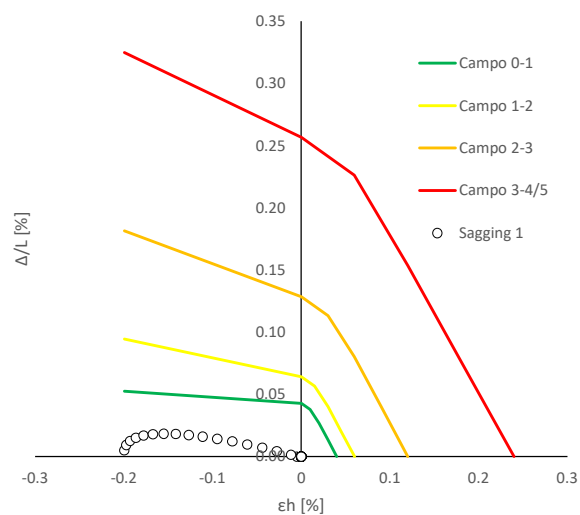
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



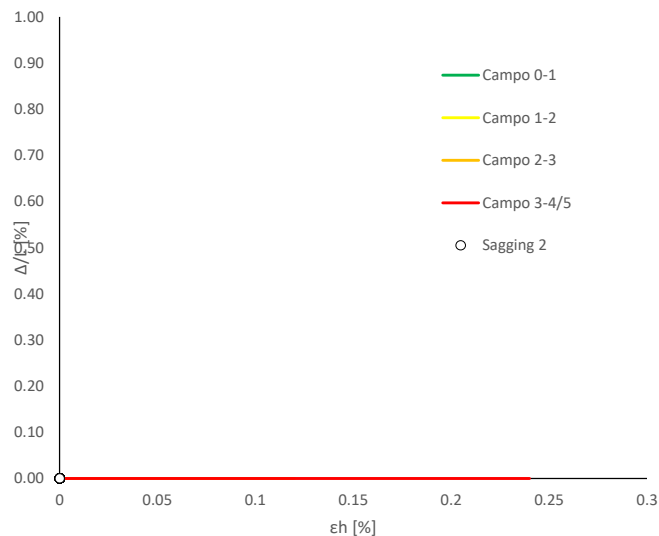
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



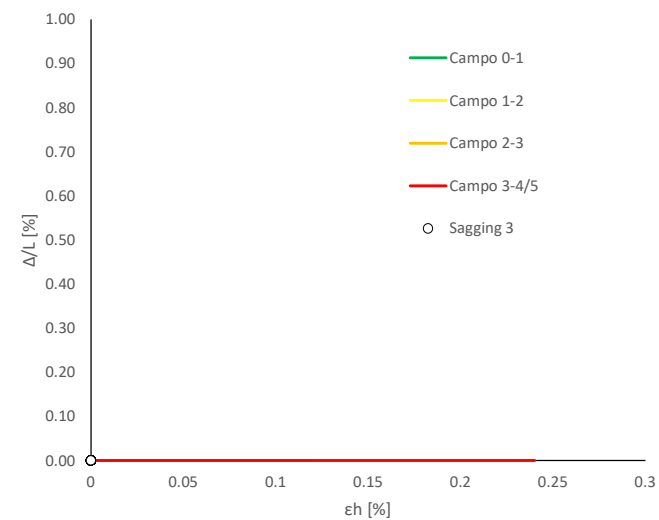
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_S1 All\_1"

**Dati Edificio**

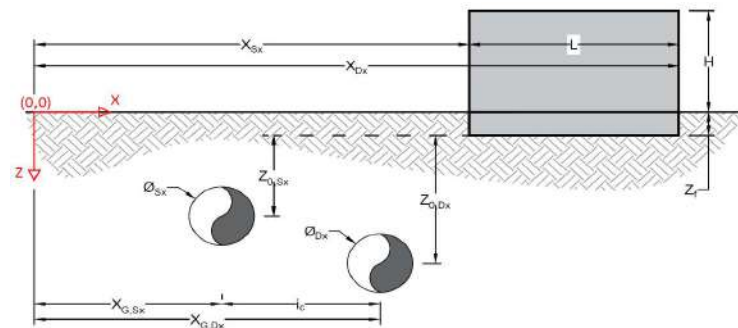
L [m]	38.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	0.0	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	9.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	9.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	40.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	67.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	10.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	37.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	2.4	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	2.4	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	5.8	11.7	17.5
Galleria Dx	5.8	11.7	17.5
Doppia Galleria	6.0	11.9	17.9

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

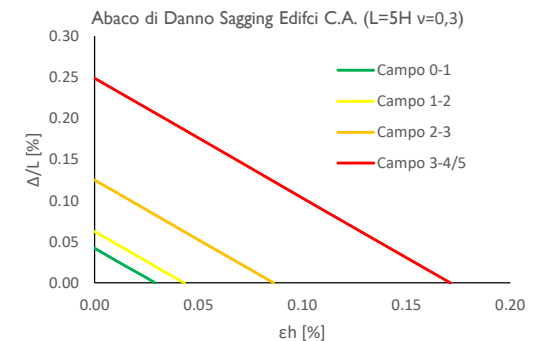
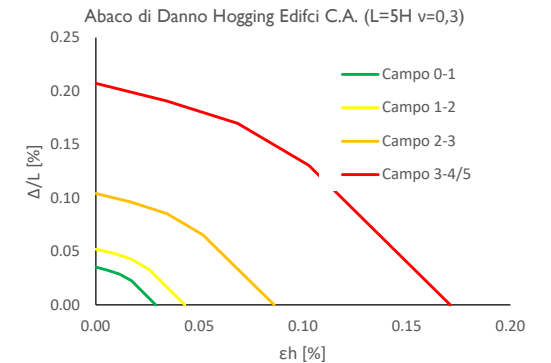
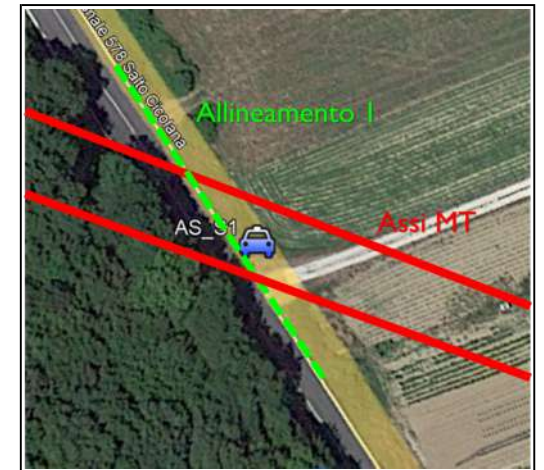
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.0	0.0	0.0

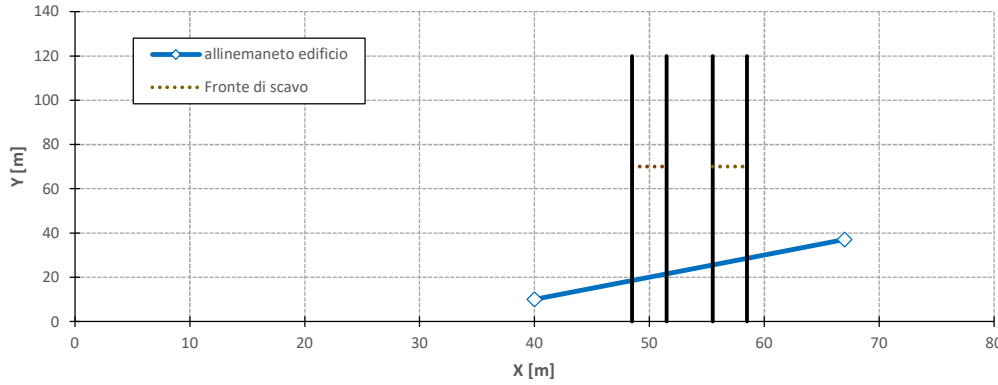
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Hogging 2	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 2	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Hogging 3	Molto Leggero	Leggero	Moderato
Sagging 3	-	-	-

Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	11.1	11.1	11.1
Sagging 1	5.3	5.3	5.3
Hogging 2	5.3	5.3	5.3
Sagging 2	5.3	5.3	5.3
Hogging 3	11.1	11.1	11.1
Sagging 3	0.0	0.0	0.0

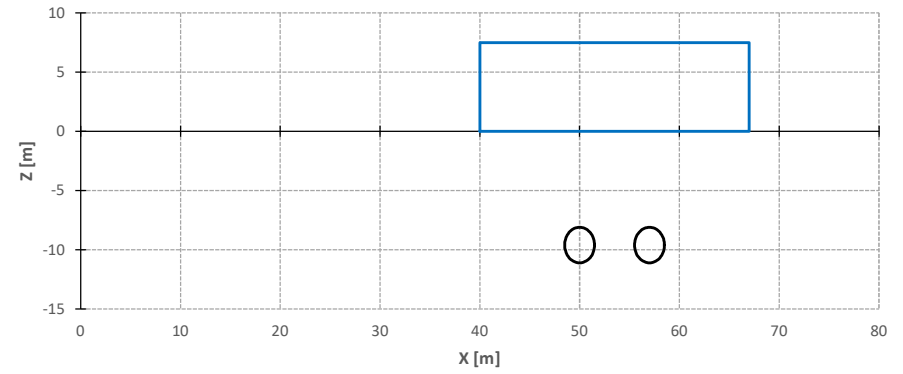




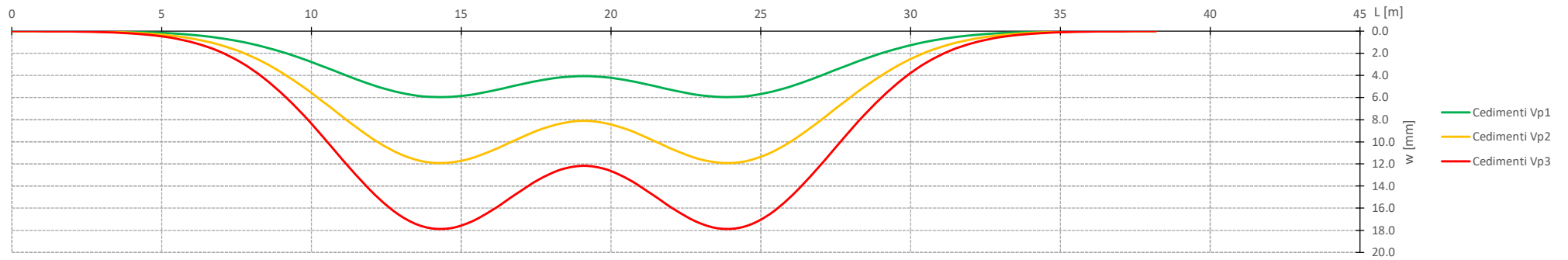
Vista in pianta



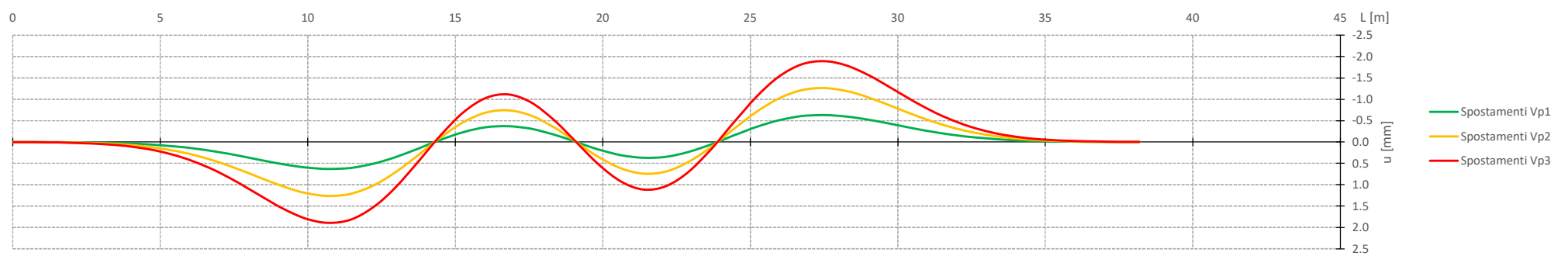
Vista in sezione



Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_S1 All\_1"

**Dati Edificio**

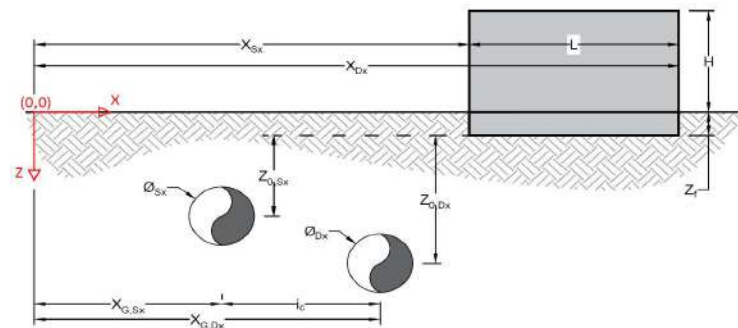
L [m]	38.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	0.0	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	9.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	9.6	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	40.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	67.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	10.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	37.0	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.36	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.36	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.2	8.4	12.6
Galleria Dx	4.2	8.4	12.6
Doppia Galleria	4.9	9.8	14.7

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.1	0.1	0.2
Doppia Galleria	0.1	0.1	0.2

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

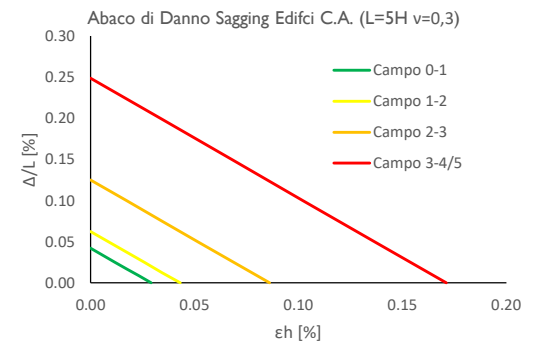
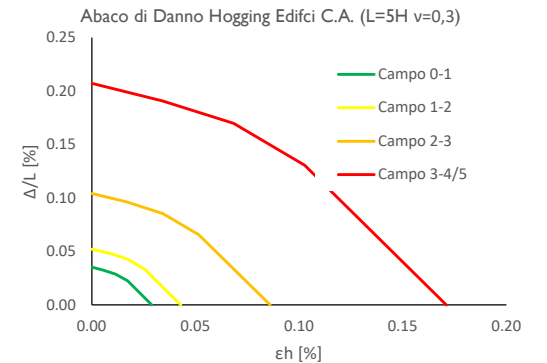
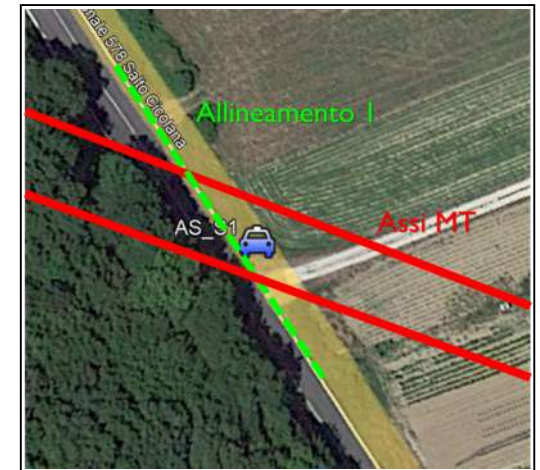
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.1	0.1	0.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.1	0.1	0.2

**Tipo di Danno**

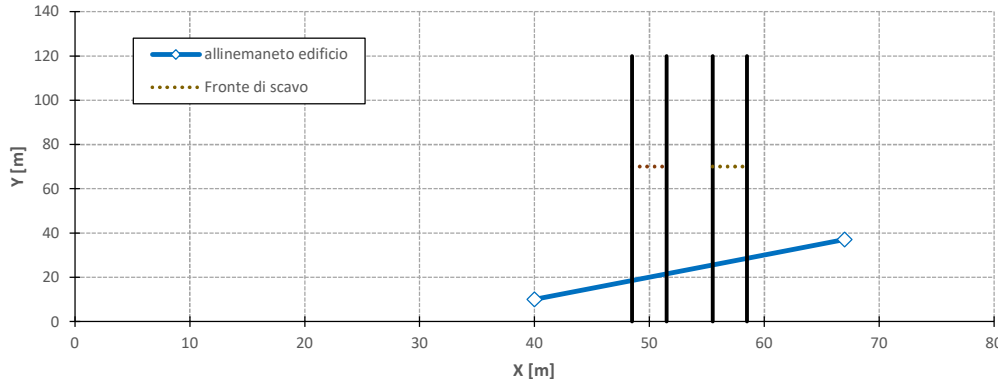
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Sagging 2	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 3	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

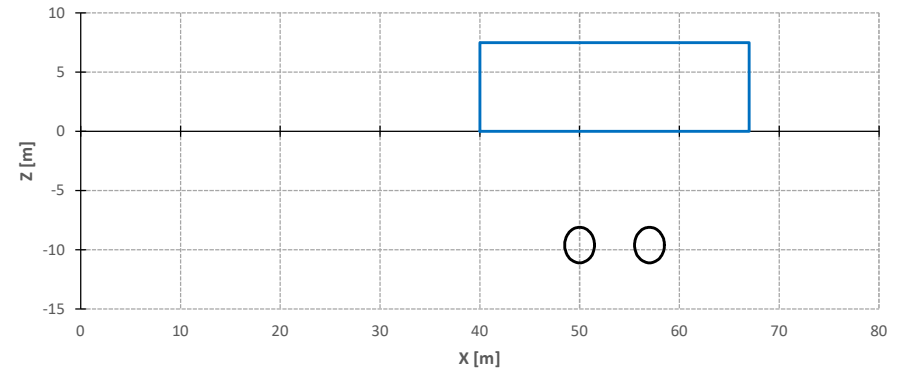
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	9.5	9.5	9.5
Sagging 1	8.4	8.4	8.4
Hogging 2	2.3	2.3	2.3
Sagging 2	8.4	8.4	8.4
Hogging 3	9.5	9.5	9.5
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



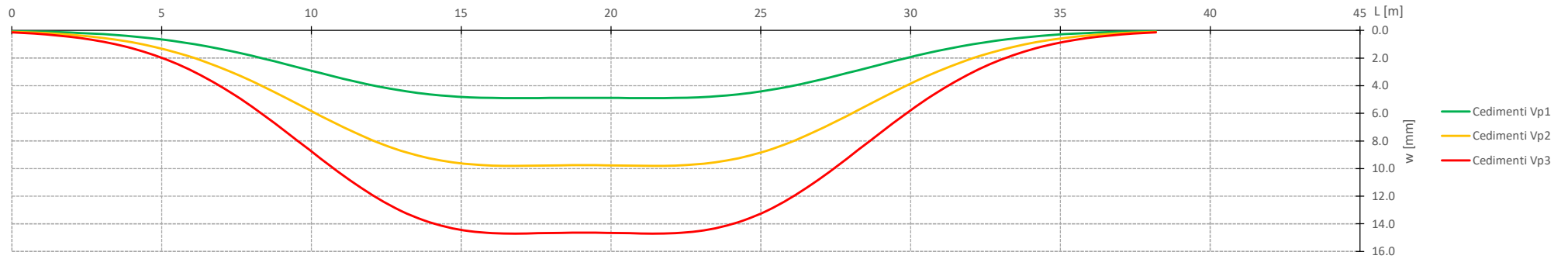
Vista in pianta



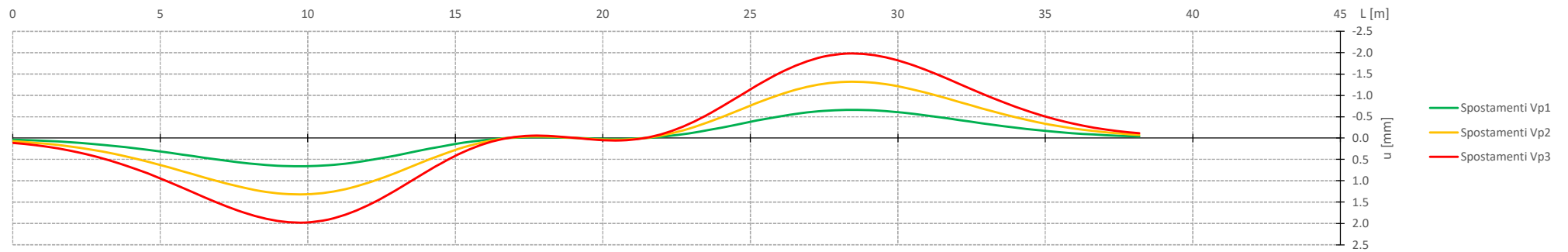
Vista in sezione

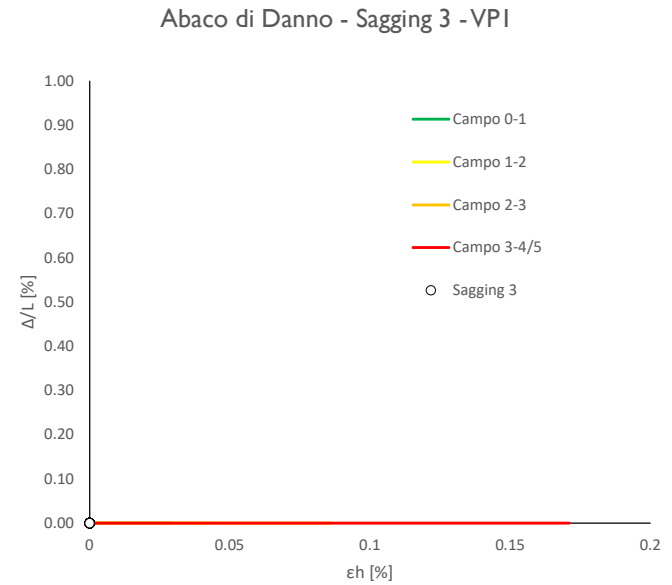
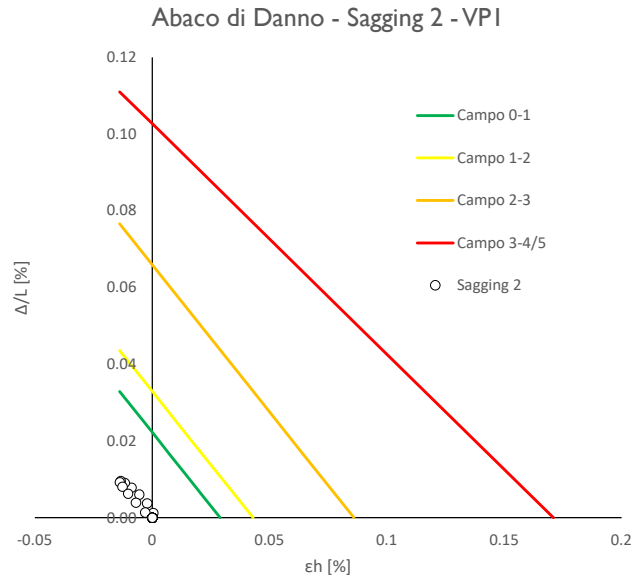
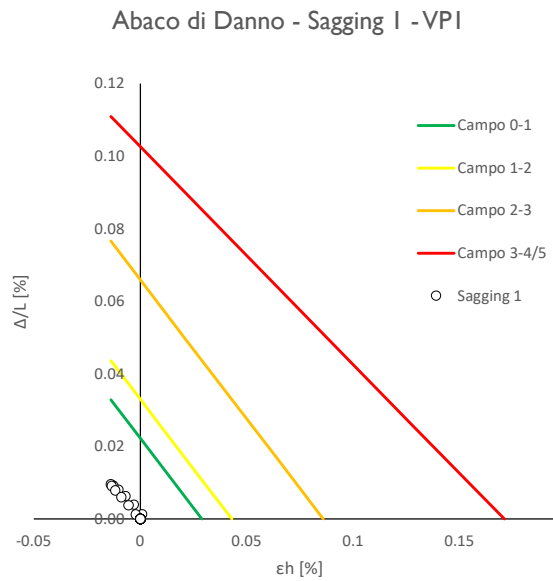
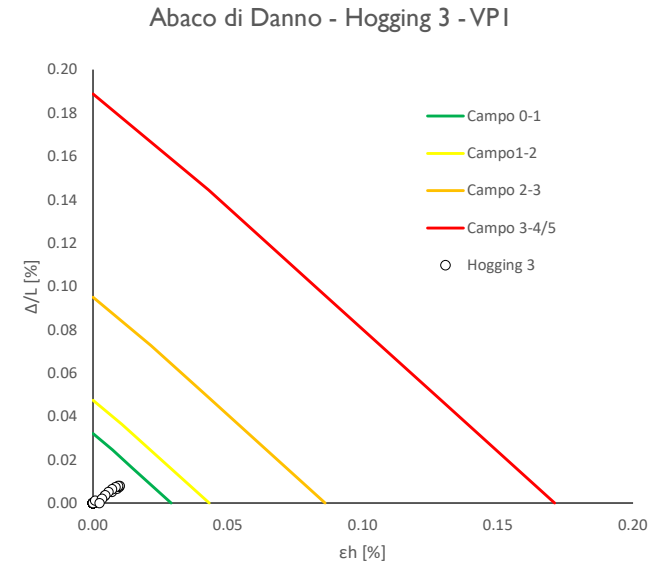
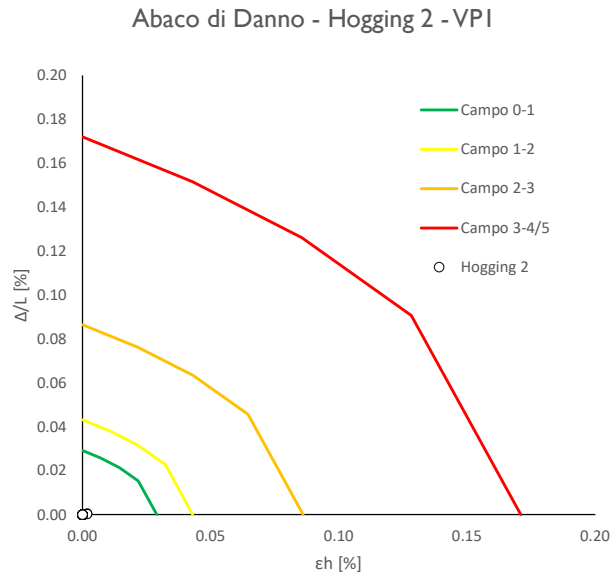
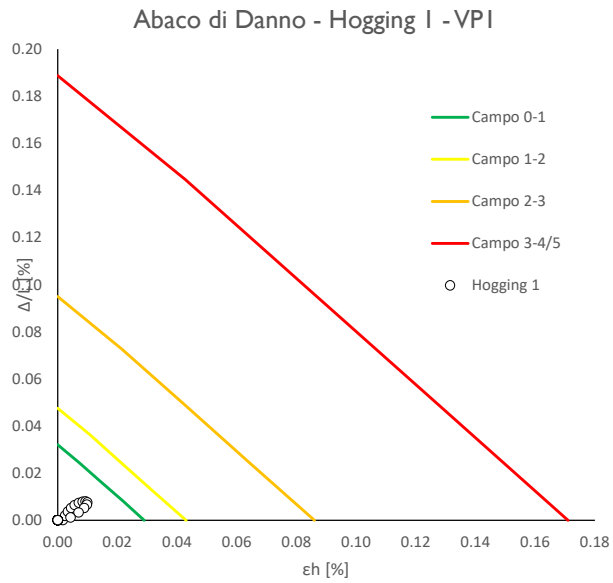


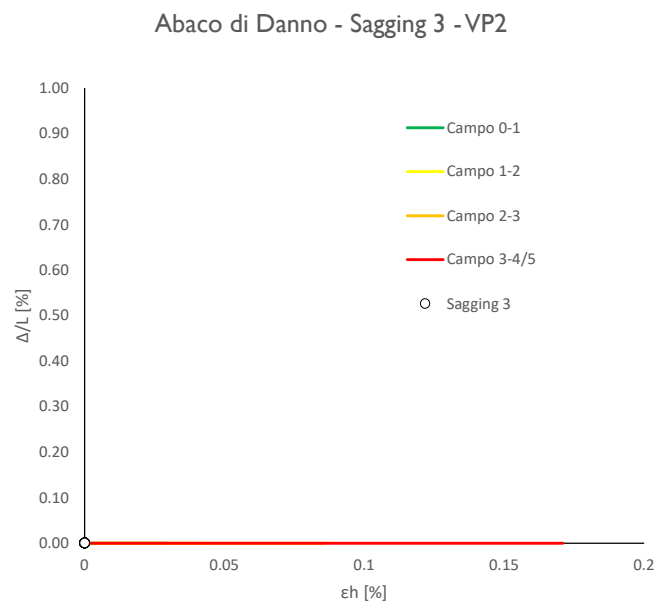
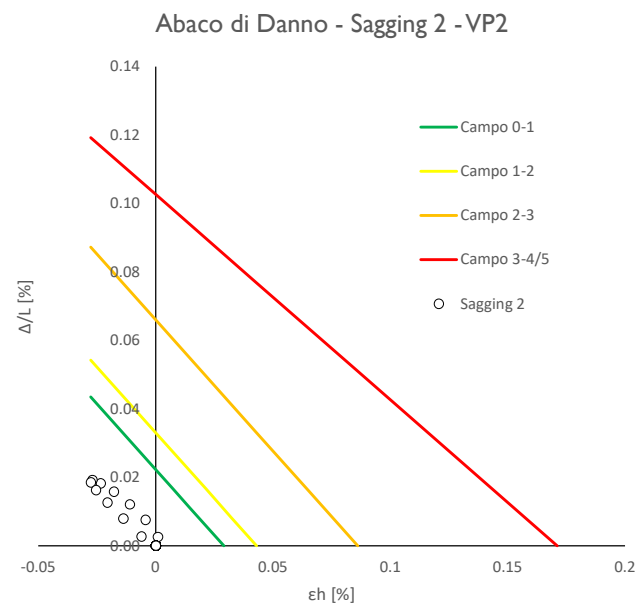
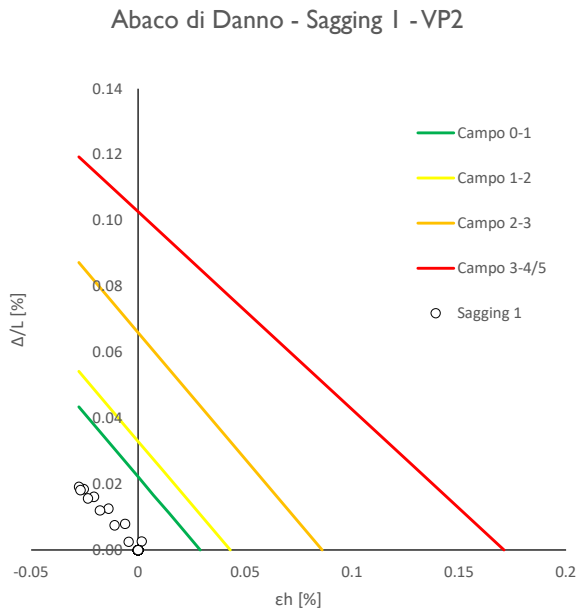
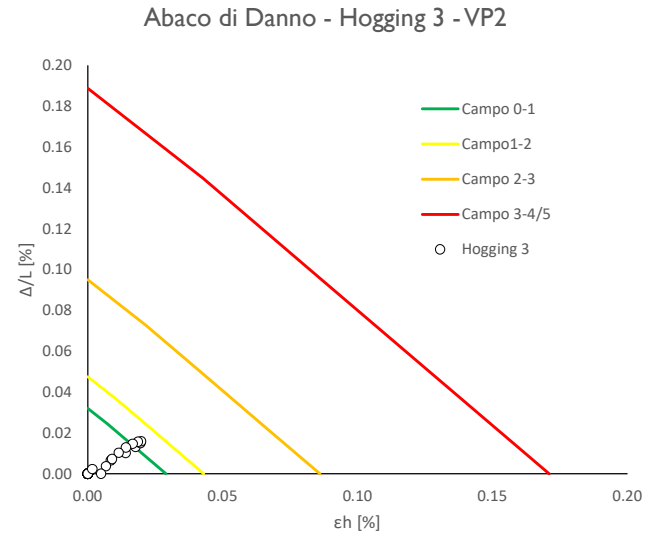
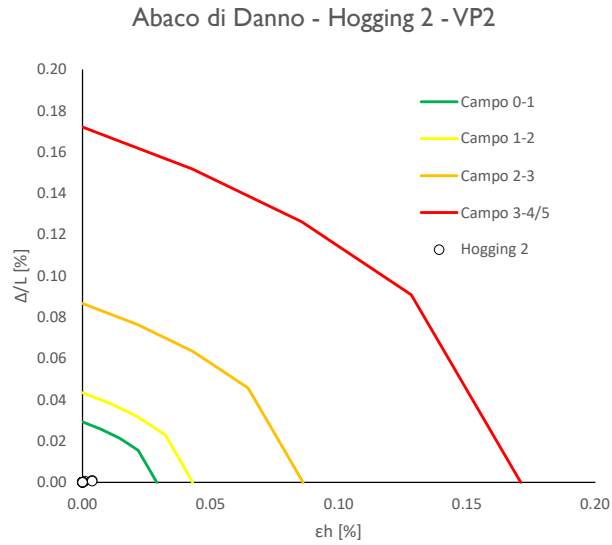
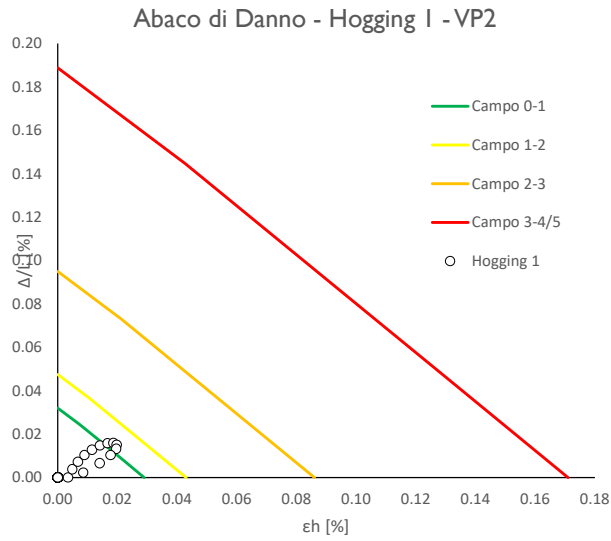
Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



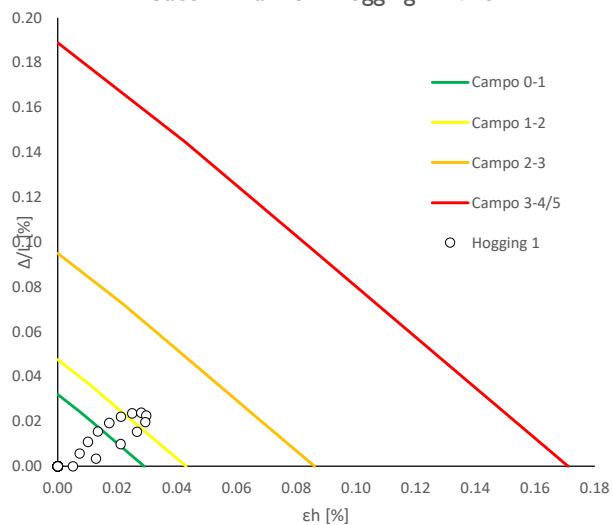
Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato



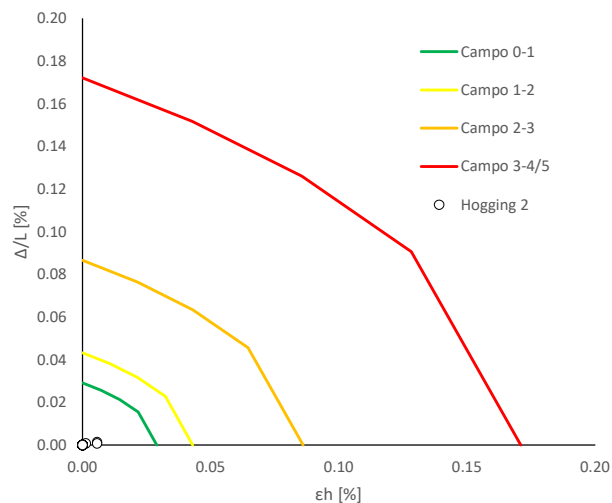




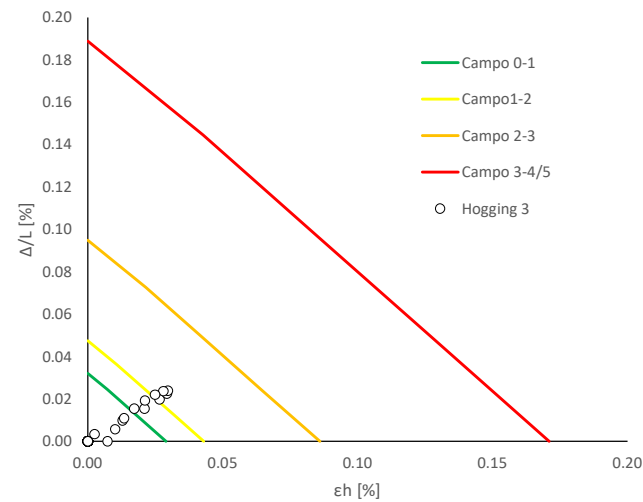
Abaco di Danno - Hogging 1 - VP3



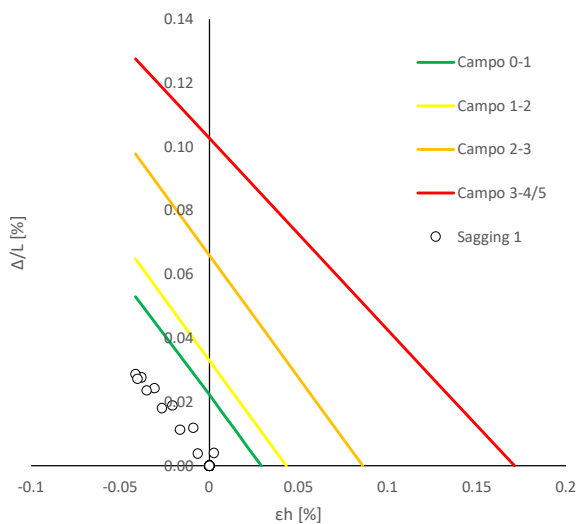
Abaco di Danno - Hogging 2 - VP3



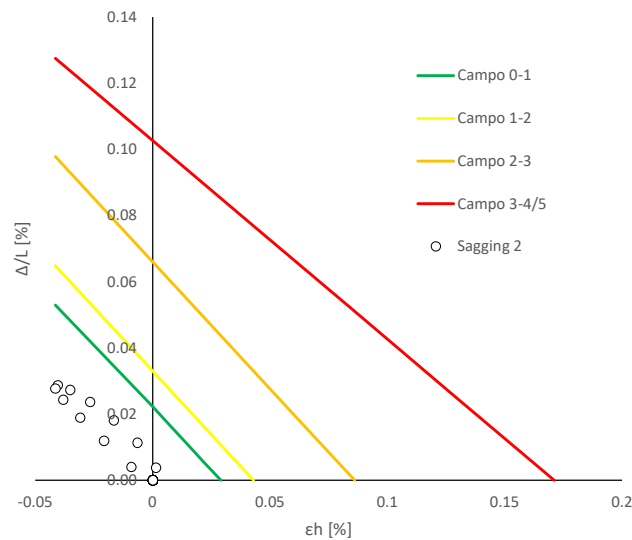
Abaco di Danno - Hogging 3 - VP3



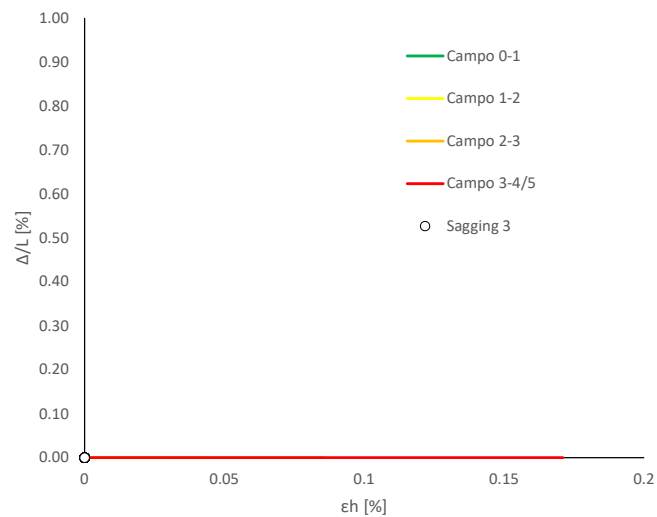
Abaco di Danno - Sagging 1 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 2 - VP3



Abaco di Danno - Sagging 3 - VP3



Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_S1 All\_1"

**Dati Edificio**

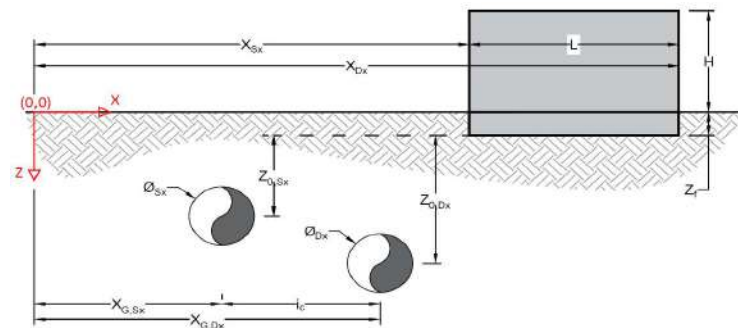
L [m]	27.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	0.0	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	14.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	14.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	40.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	67.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	10.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	13.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.25	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	3.5	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	4.0	8.0	12.1
Galleria Dx	4.0	8.0	12.1
Doppia Galleria	4.9	9.8	14.7

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.1	0.1	0.2
Doppia Galleria	0.1	0.1	0.2

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

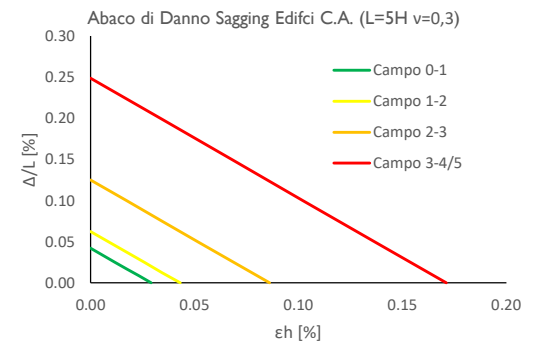
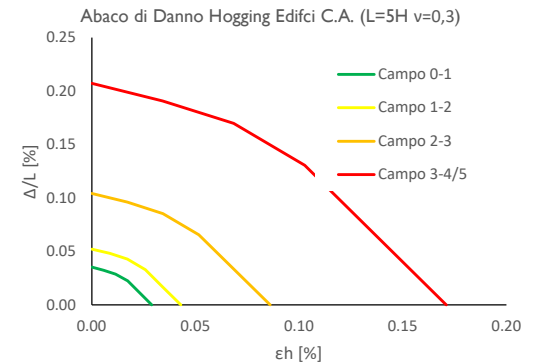
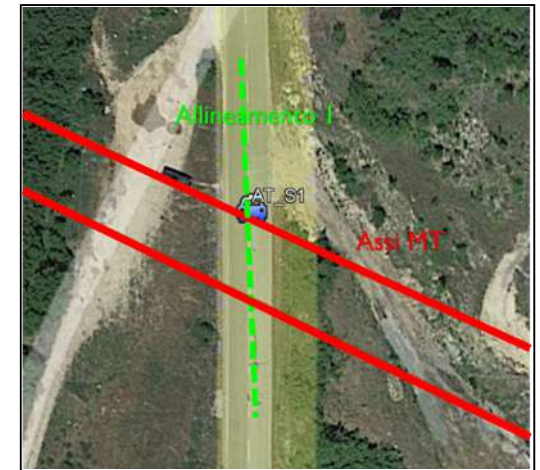
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.1	0.1	0.2
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.1	0.1	0.2

**Tipo di Danno**

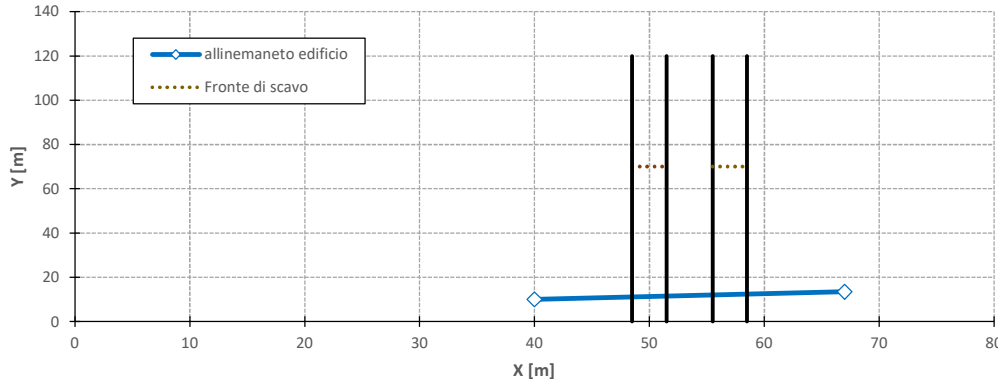
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Leggero	Leggero
Hogging 2	Trascurabile	Molto Leggero	Leggero
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

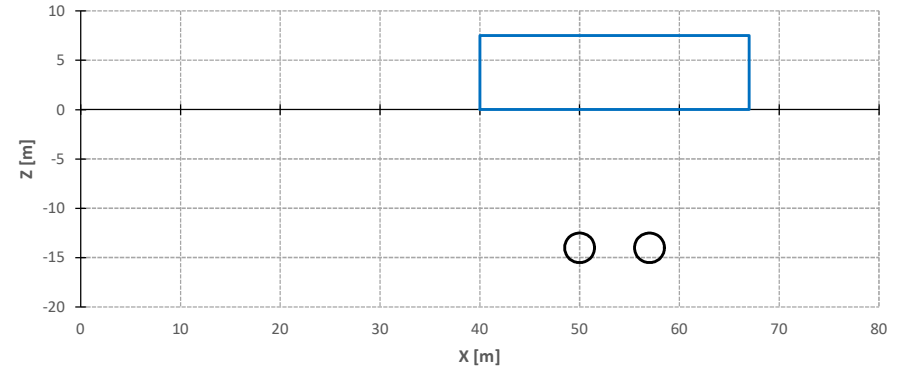
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	6.8	6.8	6.8
Sagging 1	13.6	13.6	13.6
Hogging 2	6.8	6.8	6.8
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



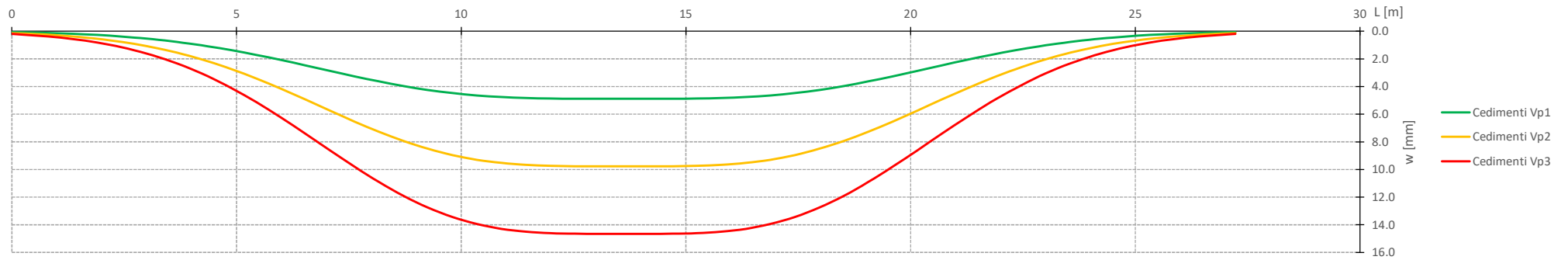
Vista in pianta



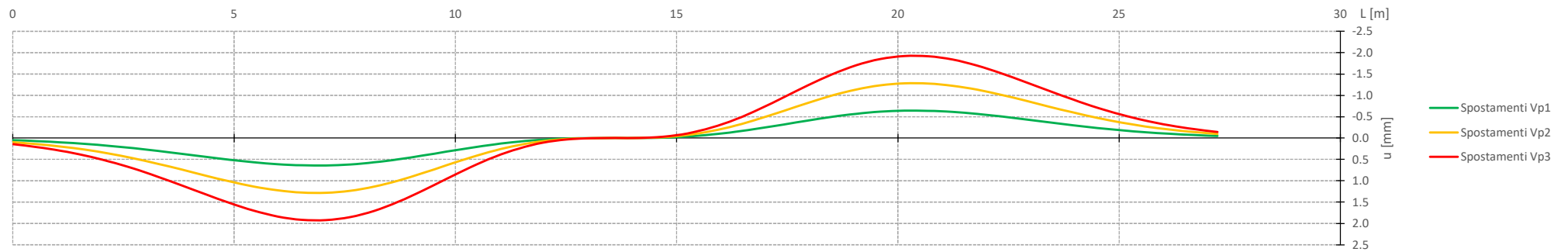
Vista in sezione



Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato





Progetto: Nuovo Tronco Superiore dell'acquedotto del Peschiera "Interferenza AS\_S1 All\_1"

**Dati Edificio**

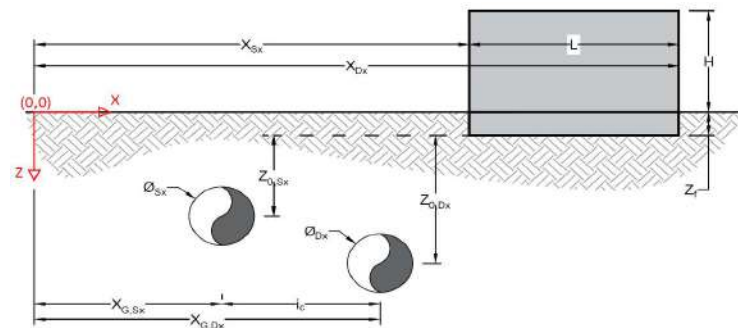
L [m]	27.2	Lunghezza Fabbricato
H [m]	7.5	Altezza Fabbricato
Z <sub>f</sub> [m]	0.0	Profondità Piano Posa Fondazioni
Z <sub>0,Sx</sub> [m]	14.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Sx
Z <sub>0,Dx</sub> [m]	14.0	Profondità Fondazioni da asse Galleria Dx
X <sub>Sx</sub> [m]	40.0	Ascissa Spigolo Sinistro del Fabbricato
X <sub>Dx</sub> [m]	67.0	Ascissa Spigolo Destro del Fabbricato
Y <sub>Sx</sub> [m]	10.0	Ordinata Spigolo Sinistro del Fabbricato
Y <sub>Dx</sub> [m]	13.5	Ordinata Spigolo Destro del Fabbricato
Muratura	Tipo di Struttura	
Residenziale	Destinazione D'uso	

**Dati sulle condotte**

Ø <sub>Sx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Sx
Ø <sub>Dx</sub> [m]	3.0	Diametro Galleria Dx
k <sub>Sx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Sx
k <sub>Dx</sub> [-]	0.35	Coefficiente di Flesso Galleria Dx
x <sub>G,Sx</sub> [m]	50.0	Posizione asse Galleria Sx
x <sub>G,Dx</sub> [m]	57.0	Posizione asse Galleria Dx
i <sub>c</sub> [m]	7.0	Interasse Gallerie

**Dati di Calcolo**

V <sub>p1</sub> [%]	0.5%	Volume perso Caso 1
V <sub>p2</sub> [%]	1.0%	Volume perso Caso 2
V <sub>p2</sub> [%]	1.5%	Volume perso Caso 3
i <sub>zf,Sx</sub> [m]	4.9	Punto di flesso Galleria Sx
i <sub>zf,Dx</sub> [m]	4.9	Punto di flesso Galleria Dx



**Risultati**

**Cedimento Verticale Massimo Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	2.9	5.7	8.6
Galleria Dx	2.9	5.7	8.6
Doppia Galleria	4.5	8.9	13.4

**Cedimento Verticale Spigolo Sx Fabbricato [mm]**

	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.0	0.0	0.0
Galleria Dx	0.4	0.7	1.1
Doppia Galleria	0.4	0.7	1.1

**Cedimento Verticale Spigolo Dx Fabbricato [mm]**

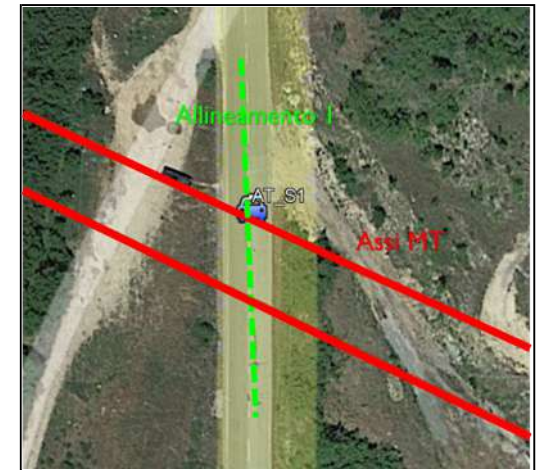
	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Galleria Sx	0.4	0.7	1.1
Galleria Dx	0.0	0.0	0.0
Doppia Galleria	0.4	0.7	1.1

**Tipo di Danno**

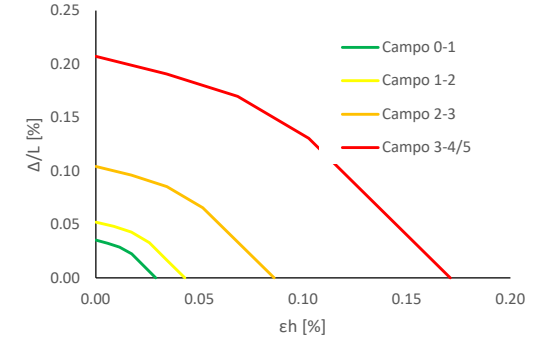
Tipo di Danno	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Sagging 1	Trascurabile	Trascurabile	Trascurabile
Hogging 2	Trascurabile	Trascurabile	Molto Leggero
Sagging 2	-	-	-
Hogging 3	-	-	-
Sagging 3	-	-	-

**Lunghezze calcolo [m]**

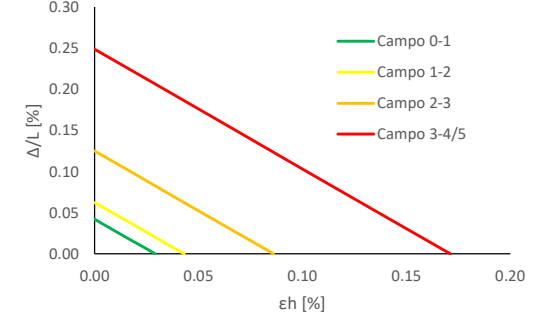
Lunghezze calcolo [m]	V <sub>p1</sub> [%]	V <sub>p2</sub> [%]	V <sub>p3</sub> [%]
Hogging 1	6.3	6.3	6.3
Sagging 1	14.7	14.7	14.7
Hogging 2	6.3	6.3	6.3
Sagging 2	0.0	0.0	0.0
Hogging 3	0.0	0.0	0.0
Sagging 3	0.0	0.0	0.0



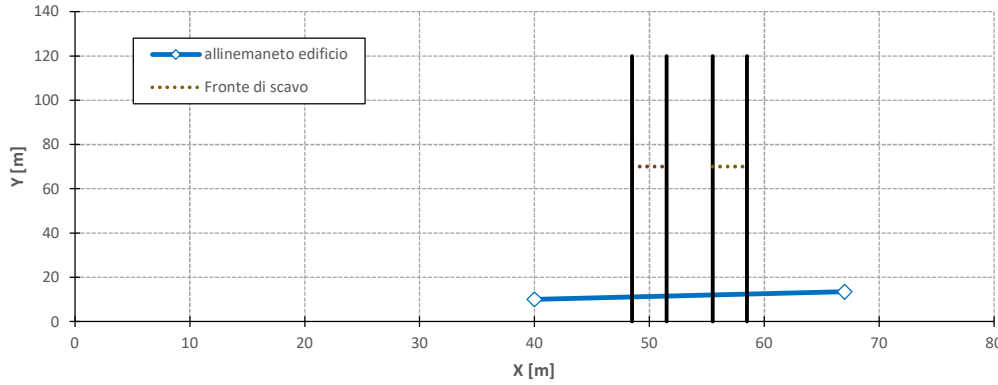
Abaco di Danno Hogging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



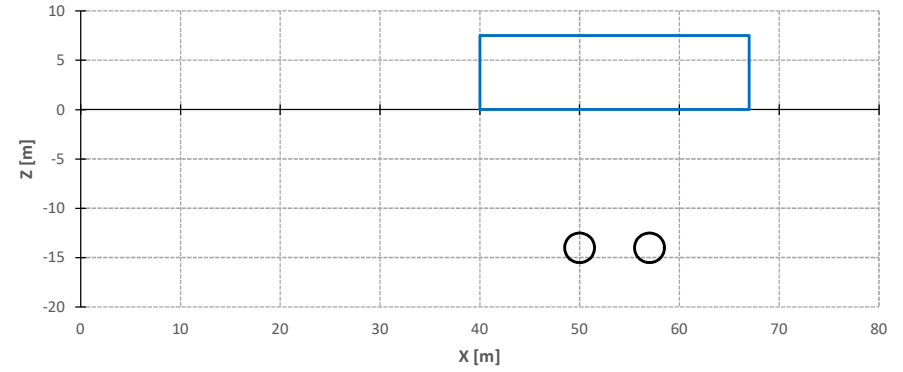
Abaco di Danno Sagging Edifici C.A. (L=5H v=0,3)



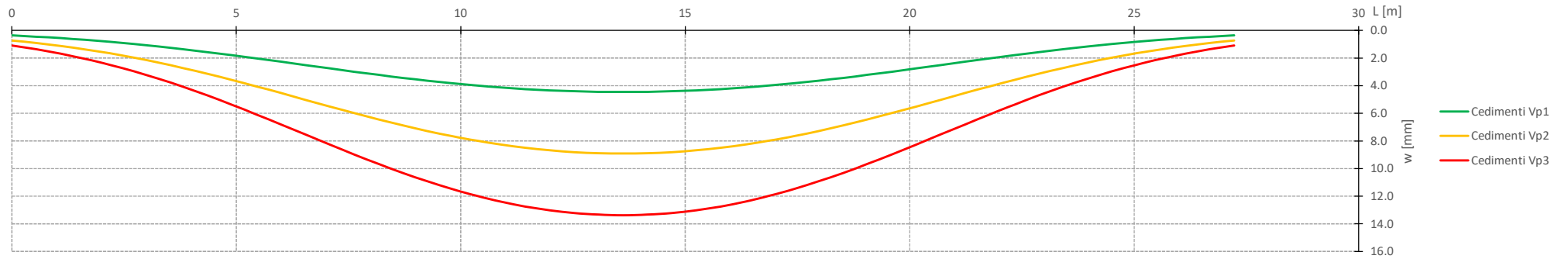
Vista in pianta



Vista in sezione



Cedimenti Verticali allineamento Fabbricato



Spostamenti Orizzontali allineamento Fabbricato

