



NUOVO COLLEGAMENTO IN SEDE PROPRIA TRA LA STAZIONE AV DI AFRAGOLA E LA RETE METROPOLITANA DI NAPOLI

LINEA AFRAGOLA - NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

(ai sensi art. 48, comma 7, del decreto-legge 31 maggio 2021, n. 77, convertito nella legge 29 luglio 2021, n.108)

TRACCIATO FONDAMENTALE - AFRAGOLA CENTRO - CARLO III

RAGGRUPPAMENTO:

Mandataria:



Mandanti:



RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI

SPECIALISTICHE:

Ing. Francesc Selles



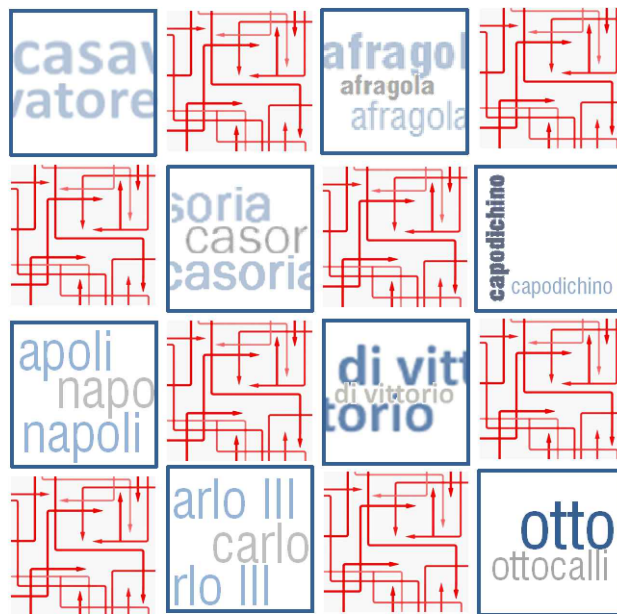
ACCOUNT MANAGER

Ing. Armando Allagrande

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Giovanni Argento

APPROVAZIONE : _____



LINEA AFRAGOLA - NAPOLI STUDI SPECIALISTICI

GEOLOGIA - IDROGEOLOGIA - GEOTECNICA - SISMICA

Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica con elementi di geotecnica e sismica

P101009-LTF-RKS-GEO-OTHE-RP-Y-0001

-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
P01	Agosto 22	F. PENNINO	F. PENNINO	A. BELLOCCHIO	G. CASSANI	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
	SCALA 1:5000	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	



ELENCO DELLE REVISIONI

Rev.	Data	Approvato da	Note/Natura delle modifiche
P01	AGO 22	G. Cassani	PRIMA EMISSIONE

INDICE

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
3. DATI DI BASE DISPONIBILI	7
4. MODELLO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO GENERALE	8
5. STRATIGRAFIA DELL'AREA IN OGGETTO	18
6. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI	26
7. IDROGEOLOGIA	27
8. SISMICA	31
9. CRITICITA' GEOLOGICHE-IDROGEOLOGICHE E RISCHI CONNESSI	37
10. CAMPAGNA INDAGINI GEOGNOSTICHE	41

1. PREMESSA

La presente relazione descrive un inquadramento geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico generale del progetto in esame che si configura come il primo passo della realizzazione di opere volte al potenziamento dell'accessibilità alla Stazione Alta Velocità di Afragola, e si prefigge di raggiungere detto scopo migliorando sensibilmente il collegamento fra il centro storico di Napoli ed il Comune di Afragola stesso.

La realizzazione della Linea in argomento consentirà alla popolazione dei comuni direttamente interessati (che sono Casoria, Casavatore ed Afragola) e degli altri ad essi limitrofi, tutti densamente abitati, di poter raggiungere facilmente e rapidamente detta Stazione, ma anche di usufruire di un servizio ferroviario che consente la penetrazione all'interno della città di Napoli, sia direttamente che tramite l'interconnessione con la rete metropolitana già in esercizio (Stazioni del Centro di Napoli e Di Vittorio/Capodichino) o in fase di completamento prima dell'entrata in funzione della nuova linea.

Per quanto concerne il Comune di Napoli, la nuova Linea potrà fornire l'accesso al Sistema Metropolitano a zone di grande rilevanza, attualmente escluse dalla rete, quali i quartieri di S.Pietro, Capodichino e tutta l'area compresa fra Piazza Ottocalli e Piazza Carlo III. Per quanto concerne gli altri Comuni interessati, caratterizzati da un elevato numero di residenti, l'intervento in argomento renderà possibili anche spostamenti di tipo intra-comunale. Tra gli obiettivi fissati dalla Regione Campania vi è anche la riqualificazione del territorio attraversato, l'attenuazione dell'impatto ambientale, urbanistico ed architettonico delle stazioni, ed in generale che l'opera costituisca un motore di rigenerazione e di sviluppo urbanistico organico ed equilibrato dei territori attraversati.

La progettazione dell'infrastruttura in argomento si è svolta in due fasi, in cui la prima ha condotto, nel rispetto delle prescrizioni della normativa vigente, e del Codice degli Appalti, la definizione delle alternative progettuali riguardanti la fattibilità del collegamento in sede propria tra il Comune di Afragola e la rete metropolitana di Napoli, ed ha valutato i tracciati alternativi, il numero e l'ubicazione delle fermate indispensabili e la localizzazione dei depositi necessari, nonché, le diverse soluzioni tecnologiche possibili, prevedendo le interconnessioni con:

- linea RFI in corrispondenza della stazione "Casoria-Afragola";
- linea 1 e 2 della metropolitana di Napoli.

Successivamente, ACAMIR ha attivato la FASE II della progettazione, che costituisce l'approfondimento, secondo quanto prescritto dalla normativa vigente, della soluzione prescelta in FASE I e che ha tenuto nella massima considerazione anche il Rispetto dei Criteri Ambientali Minimi, prevedendo le soluzioni progettuali che maggiormente soddisfacessero gli indirizzi emanati nella normativa più recente, ed in particolare quelli concernenti il rispetto dei criteri sanciti nel PNRR.

La linea in progetto, denominata "Tracciato Fondamentale" poiché si configura come asse portante della connessione Centro di Napoli -Comune di Afragola, costituisce l'opera principale volta a garantire l'accesso al sistema Metropolitano della Regione Campania di un territorio densamente urbanizzato ed abitato, che si sviluppa a Nord – Est della città e che comprende i comuni di Casavatore, Casoria ed Afragola.

Consentirà inoltre di migliorare notevolmente l'accessibilità alla Stazione Alta Velocità di Afragola, attualmente molto lontana da qualunque asse del Sistema di Trasporto Rapido di Massa della Regione Campania.

Il progetto in argomento consiste nella realizzazione di opere volte al potenziamento dell'accessibilità alla Stazione Alta Velocità di Afragola, e si prefigge di raggiungere detto scopo sia mediante la realizzazione del collegamento, in sede propria, di detta Stazione con il Sistema di Metropolitana Regionale (SMR), e particolarmente con la zona di Piazza San Carlo a Napoli ed il centro storico di Afragola.

Essa contiene un primo inquadramento generale delle tematiche geologiche, idrogeologiche, geotecniche e sismiche che riguardano il sottosuolo dell'area oggetto del presente studio, con particolare riferimento alla linea principale (LAN).

Oltre alle cartografie tematiche ufficiali, sono stati utilizzati i dati di alcune campagne geognostiche relative a lavori precedenti.

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il collegamento in fase di studio si sviluppa interamente all'interno della cosiddetta "Piana Campana", e, da sud verso nord, coinvolge i territori comunali di Napoli, Casoria, Casavatore, Afragola.

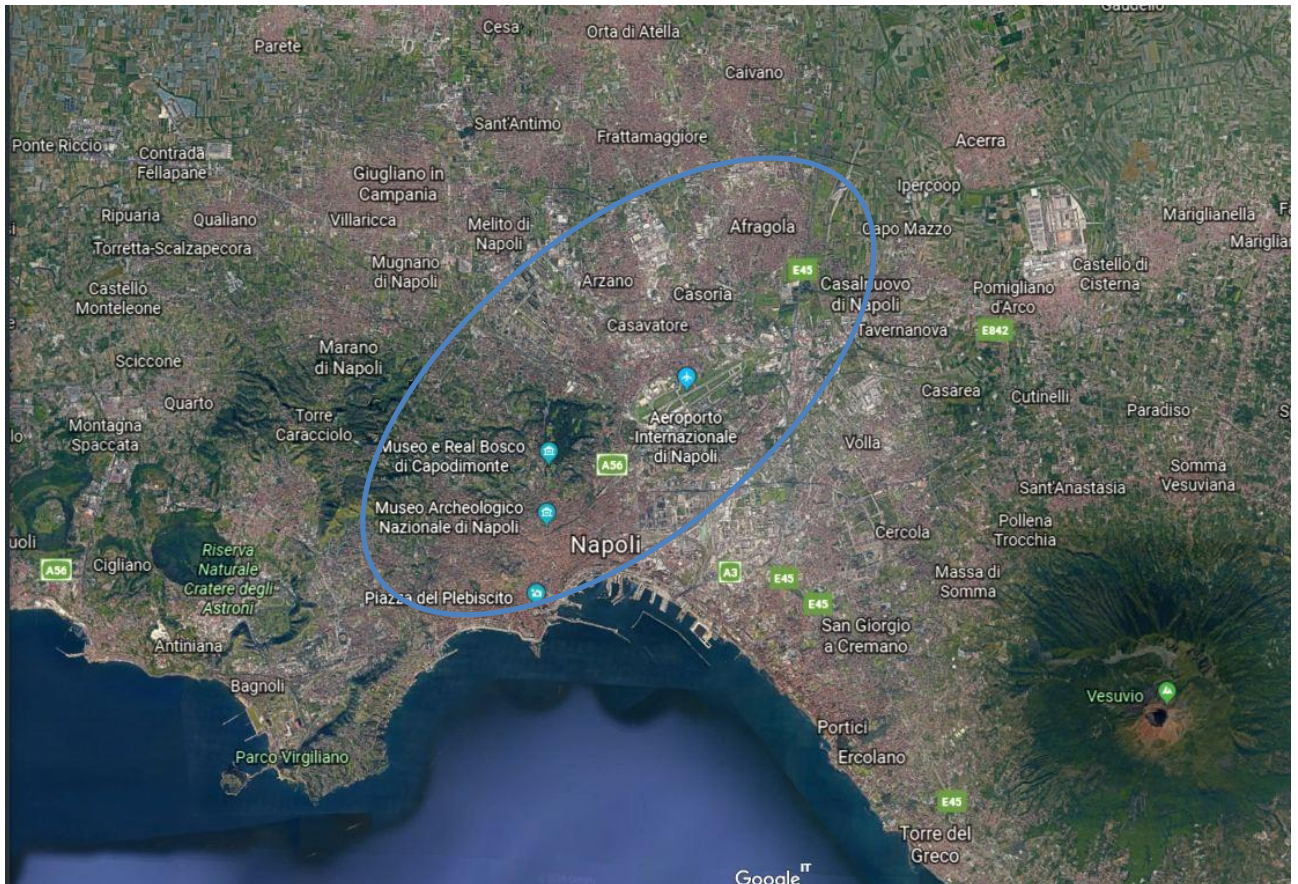


Figura 2-1 - Inquadramento geografico con l'indicazione dell'AREA INTERESSATA DAL TRACCIATO DELLE OPERE a progetto

In particolare il tracciato dell'opera, che dovrà permettere il collegamento tra la città di Napoli nella zona di Piazza San Carlo ed il centro storico di Afragola, ha un'estensione di circa 10,450 km, si compone di n.10 Stazioni.

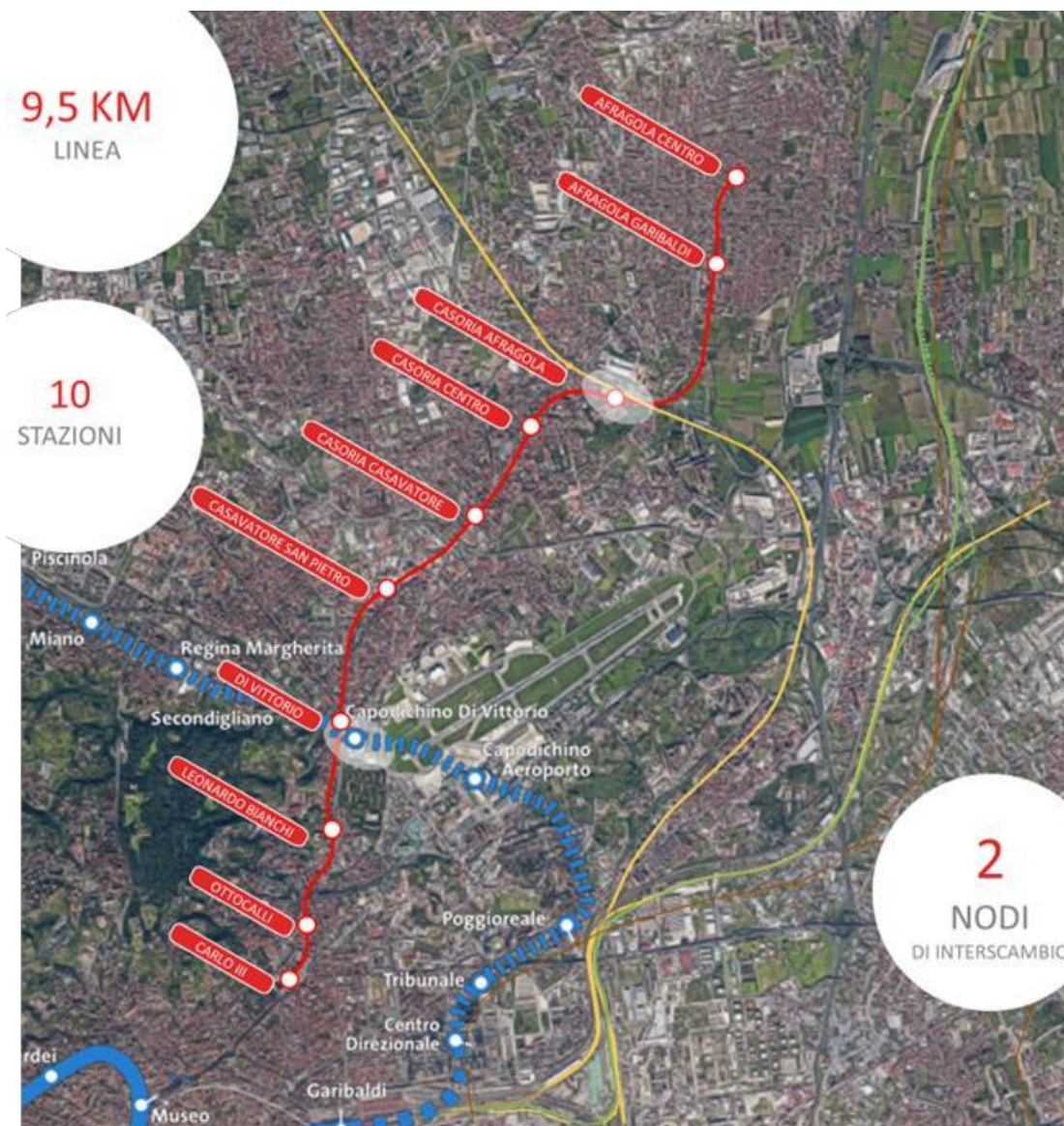


Figura 2-2 - Sviluppo del tracciato

Il tracciato prevede n.2 punti di interscambio pedonale con la rete infrastrutturale esistente e/o di futura realizzazione:

- 1. Di Vittorio (EAV-linea1);
- 2. Casoria/Afragola in corrispondenza dell'intersezione della linea ferroviaria RFI.

La linea ha un andamento altimetrico variabile attestandosi ad una **profondità compresa tra 45m e 30 m dal p.c.**

Nella seconda parte, a monte del Comune di Napoli, la linea presenta un tracciato più "tortuoso" dovuto alla necessità di intercettare i principali nodi di interscambio.

La galleria di linea è uniforme su tutto il tracciato, caratterizzata da un'**unica canna a doppio binario**.

L'opera prevede complessivamente n. 10 stazioni.

3. DATI DI BASE DISPONIBILI

Il settore interessato dalle opere a progetto si trova nel foglio Napoli n. 446-447 della Carta Geologica d'Italia, a scala 1:50.000 (fogli CARG-ISPRA).

Oltre alla suddetta cartografia ufficiale, si sono utilizzati i dati relativi alle campagne geognostiche dei seguenti lavori eseguiti o da eseguire all'interno ed in prossimità dell'area interessata dal presente progetto:

1. Progetto esecutivo Linea 1 metropolitana di Napoli tratta Dante - Garibaldi.
2. Progetto esecutivo Linea 1 metropolitana di Napoli tratta Centro Direzionale - Capodichino.
3. PUC 2015 Comune di Casoria.
4. Progetto esecutivo della tratta Napoli-Cancello, primo lotto della linea ferroviaria AV/AC Napoli-Bari.

4. MODELLO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO GENERALE

Il settore interessato dalle opere a progetto si trova compreso nel foglio Napoli n. 446-447 della Carta Geologica d'Italia, a scala 1:50.000 (fogli CARG-ISPRA), di cui si riporta uno stralcio nelle in Figura 4-1 e Figura 4-2.

Dal punto di vista geologico strutturale regionale l'area interessata dal tracciato delle opere a progetto si trova interamente della cosiddetta "Piana Campana".

La Piana Campana è una depressione strutturale allungata in direzione NO/SE, colmata da depositi sedimentari e vulcanici di età plio-quadernaria. I margini, settentrionale, meridionale ed orientale sono costituiti da terreni carbonatici mesozoici e da terreni miocenici, calcarei e silicoclastici di età compresa tra il Burdigaliano ed il tortoniano superiore (Miocene). Questi terreni derivano dalla deformazione delle aree più occidentali caratterizzate da sedimenti di piattaforma carbonatica.

La formazione della Piana Campana è il risultato dell'interazione tra due processi deformativi di importanza regionale:

- migrazione verso est della deformazione legata a fenomeni compressivi;
- migrazione verso sud-est della distensione associata al fenomeno di apertura del Tirreno meridionale.

Il settore centrale della Piana Campana è stato sede di una intensa attività vulcanica che ha contribuito a definire l'assetto morfologico attuale.

I prodotti di tali attività formano gran parte del riempimento della Piana Campana.

In superficie sono visibili le faglie dirette (appenniniche ed antiappenniniche) che hanno determinato lo sprofondamento della piana campana e le strutture mioceniche legate ai processi compressivi.

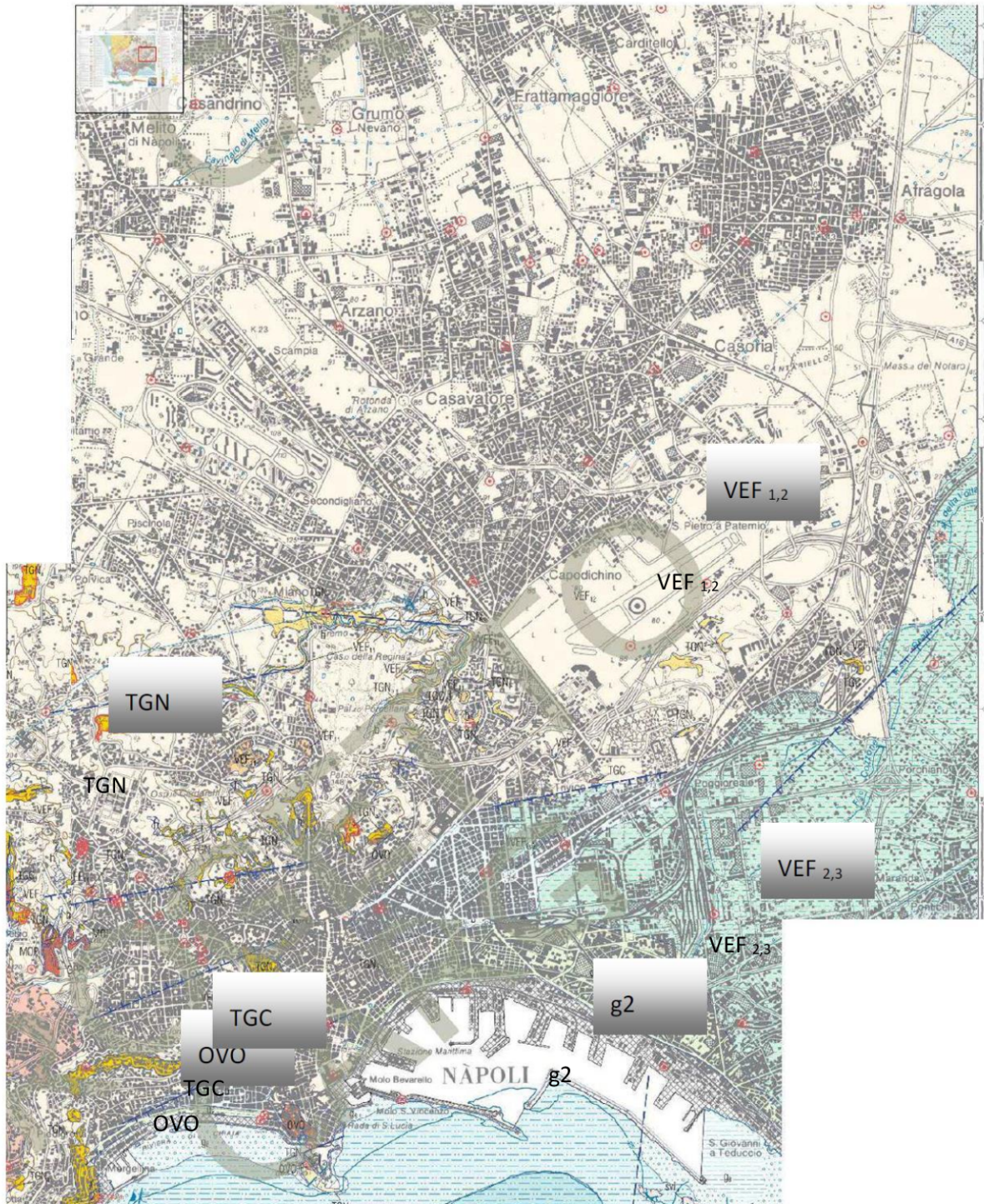


Figura 4-1 - Estratto Carg 1:50.000 – Foglio Napoli – 446-447

Mandataria

Mandanti



Depositi alluvionali

Depositi sabbioso-ghiaiosi con radi blocchi eterogenei, a struttura laminare o stratoide, affioranti in alveo; blocchi e ciottoli prevalentemente tufacei immersi in matrice sabbiosa di origine piroclastica legati a depositi di tipo torrentizio.

OLOCENE p.p. (parte recente) - ATTUALE



Depositi di spiaggia attuale e recente

Sabbie da medio fini a grossolane di origine piroclastica contenenti pomici e scorie e ciottoli lavici; ghiaie sabbiose con ciottoli lavici e blocchi prevalentemente tufacei in prossimità delle falesie. Nei litorali flegreo e partenopeo tali sedimenti si presentano a luoghi intercalati a depositi di origine antropica.

OLOCENE p.p. (parte recente) - ATTUALE



SUBSISTEMA DELL'AGRO NOCERINO-SARNESE (VEF₂)

Il subsistema è compreso tra una superficie di erosione o di non deposizione che interessa il tetto del sottostante subsistema di Scanzano (cfr. Foglio Ercolano) e la superficie topografica. Al suo interno sono riconoscibili i depositi piroclastici distali, medio distali e vulcano-sedimentari presenti nelle parti esterne dell'edificio vulcanico del Somma-Vesuvio ed i depositi fluviali di piana di esondazione, di fondo valle, di conca endoreica e di conoide ad alimentazione mista sia carbonatica che vulcanoclastica (VEF_{2b}). Includono limi sabbiosi palustri con livelli torbosi della piana del Volla e del Sebeto, sabbie e limi di colmata e delle bonifiche di Licola, Patria, Regi Lagni. Si rinvengono a luoghi limi argillosi lagunari e lacustri e livelli sabbiosi marini (VEF_{2a3}).

OLOCENE - ATTUALE



SUBSISTEMA DI CONTRADA ROMANO (VEF₁₂)

(cfr. CCU - unità di Casalnuovo - Casoria p.p. del F. 448 "Ercolano")

Successione di depositi prevalentemente cineritici finemente stratificati con intercalati livelli di lapilli pomicei da caduta. I depositi poggiano su di uno spesso paleosuolo ocraceo ampiamente diffuso sia nei settori interni che esterni alla caldera flegrea, nelle aree di piana circostanti, fino ai contraforti appenninici o, a luoghi, su depositi marini. Nell'area orientale del foglio tra la città di Napoli e Casoria-Afragola, la parte alta della sequenza comprende depositi piroclastici dell'eruzione vesuviana di Avellino. Tutte le sequenze delle unità litosomatiche o litostratigrafiche sono separate da superfici erosive o paleosuoli. Porzioni di duomi di lava sono riconoscibili nel settore centrale della caldera. Tra le sequenze piroclastiche sono talora visibili depositi epiclastici legati a sedimentazione marina o lacustre-palustre.

OLOCENE p.p. (parte media) - ATTUALE

TUFO GIALLO NAPOLETANO

Successione di depositi piroclastici giallastri generalmente litificati nelle zone prossimali (TGN_a) che variano in verticale e lateralmente a depositi sciolti di colore grigio chiaro (TGN_b). La sequenza del TGN è suddivisibile in due diversi membri separati da variazioni sedimentologiche e tessiture dei depositi o dalla presenza di una discordanza angolare, ma in questa sede non cartografati singolarmente. Una breccia grossolana lentiforme ricca in scorie nere, lave e tufi si intercala tra i due membri. Il membro inferiore di spessore massimo circa 20 m è formato da una fitta alternanza di livelli cineritici ricchi in lapilli accrezionali e sottili livelli pomicei grossolani. Il membro superiore di spessore massimo di 100 m, è formato da spessi livelli cineritici generalmente massivi, con lenti pomicee. Le pomici hanno vescicole molto allungate pochi cristalli di feldspato e composizione da latitica a trachitica. I litici sono tufi verdi e tufi epiclastici e lave. I depositi sono stati messi in posto da correnti piroclastiche e subordinatamente per caduta. Età ⁴⁰Ar/³⁹Ar 14,9±0.4 ka (DEINO *et alii*, 2004).

PLEISTOCENE SUPERIORE p.p. (Tardoglaciale)



TUFI DI CASTEL DELL'OVO

Tufi giallo-marroni con diverso grado di litificazione, caratterizzati prevalentemente da una fitta stratificazione da incrociata a piano-parallela. I depositi sono ricchi in scorie nerastre e frammenti litici ed hanno una composizione fono-trachitica. I depositi di questa unità formano la morfostuttura antica della Città di Napoli e sono talora coperti dal TGN attraverso una superficie di discordanza. Lo spessore massimo è pari a circa 60 m. Un'unità nella parte inferiore della successione ha dato un'età ⁴⁰Ar/³⁹Ar di 78,3±0.4 ka (SCAPPATI *et alii*, 2012).

PLEISTOCENE SUPERIORE p.p. (pre-LGM)



TUFO GRIGIO CAMPANO ("Ignimbrite Campana" Auctt.)

Sequenza piroclastica complessa costituita nella parte basale da un deposito pomiceo da caduta stratificato ampiamente distribuito ad est dei Campi Flegrei, a cui si sovrappongono banchi a differente grado di saldatura, composti da scorie nerastre, grossolane e a differente grado di schiacciamento (fiamme), in abbondante matrice cineritica di colore grigio chiaro (Piperno Auctt, TGC_a), localmente sormontati da breccie eterometriche, grossolane (Breccia Museo Auctt, TGC_i) e depositi ignimbritici a basso grado di litificazione, di colore grigio-rossastro. La Breccia Museo comprende livelli di breccia da massiva a debolmente stratificata ricca in clasti litici eterogenei, lapilli e bombe pomicee da afiriche a porfiriche, blocchi densi vitrofirici ricchi in cristalli di feldspato, e clasti di ossidiane. Nella Piana Campana e sui rilievi appenninici circostanti si sviluppa lateralmente alla facies saldata ricca in fiamme la facies cineritica grigia ricca in matrice a vario grado di saldatura (Tufo Grigio Auctt.); questa contiene pomici e bombe pomicee grigio piombo subafiriche. In queste aree la sequenza comprende anche tufi cineritici quasi totalmente zeolitizzati di colore giallo ricchi in scorie nere appiattite e pomici grigie, con composizione trachitica. Localmente questi depositi sono attraversati da strutture da degassamento subverticali. L'intera sequenza è stata prodotta prevalentemente da correnti piroclastiche e in subordine da caduta. Spessore massimo visibile nell'area di Soccavo di circa 100m. Età ⁴⁰Ar/³⁹Ar di 39,28±0.11 ka (DE VIVO *et alii*, 2001).

PLEISTOCENE SUPERIORE p.p. (pre-LGM)



Figura 4-2 - Estratto Carg 1:50.000 – Foglio Napoli – 446-447 – Leggenda

Nel contesto generale, la depressione di Acerra-Afragola è posta nella parte centrale delle Piana Campana, fiancheggiata da faglie con direzione NE-SO (riconosciute attraverso studi gravimetrici sulla terraferma e profili sismici in mare) che si estendono fino al mare e che passano da un lato attraverso la città di Napoli e dall'altro attraverso il Vesuvio, tagliando anche i depositi di eruzioni relativamente recenti. Lungo tali strutture sono avvenute verosimilmente le eruzioni vulcaniche laterali del 1794 e 1861.

In superficie, sul territorio in esame, non si osservano lineamenti tettonici capaci di esplicitare un qualche condizionamento. Secondo la bibliografia di settore, la depressione di Volla, localizzata in prossimità del confine sud occidentale del territorio comunale di Casalnuovo, rappresenta l'unica evidenza strutturale dell'area: il suo margine occidentale è caratterizzato da una scarpata di faglia (Posillipo-Ponti Rossi) con direzione SO-NE e dissecata, in corrispondenza di Santa Maria del Pianto, da una scarpata di faglia secondaria diretta E-O, che demarca il limite tra il dominio flegreo e quello vesuviano.

La Piana campana è stata progressivamente colmata da depositi marini, alluvionali e palustri, dai prodotti dei Campi Flegrei e da quelli del complesso Somma-Vesuvio. Gli spessori di questi depositi sono stati stimati in almeno 4500 m sulla base di analisi geofisiche e gravimetriche. Lo spessore della coltre vulcanoclastica e detritica aumenta progressivamente dalle pendici dei rilievi carbonatici verso ovest, con spessori di circa 2000 m nella parte centrale e meridionale della pianura. Geologicamente i terreni della Piana Campana sono giovani, non oltre i 30000 – 39000 anni circa.

Il vulcanismo Flegreo è impostato lungo un alto strutturale che, secondo una direttrice Sud-Ovest/Nord-Est, parte da Ischia e procede, attraverso l'isola di Procida, fino ai Campi Flegrei verso Caserta. Questo "pilastro tettonico" verso Sud-Est si connette attraverso un graben all'horst sul quale è impostato il complesso vulcanico Somma – Vesuvio.

Tra gli eventi piroclastici per la costituzione della piana il più importante è rappresentato dall'evento che ha segnato la "messa in posto" dell'Ignimbrite Campana, eruttata dal complesso vulcanico dei Campi Flegrei, circa 37000 – 39000 anni fa e determinò la quasi totale emersione della Piana Campana.

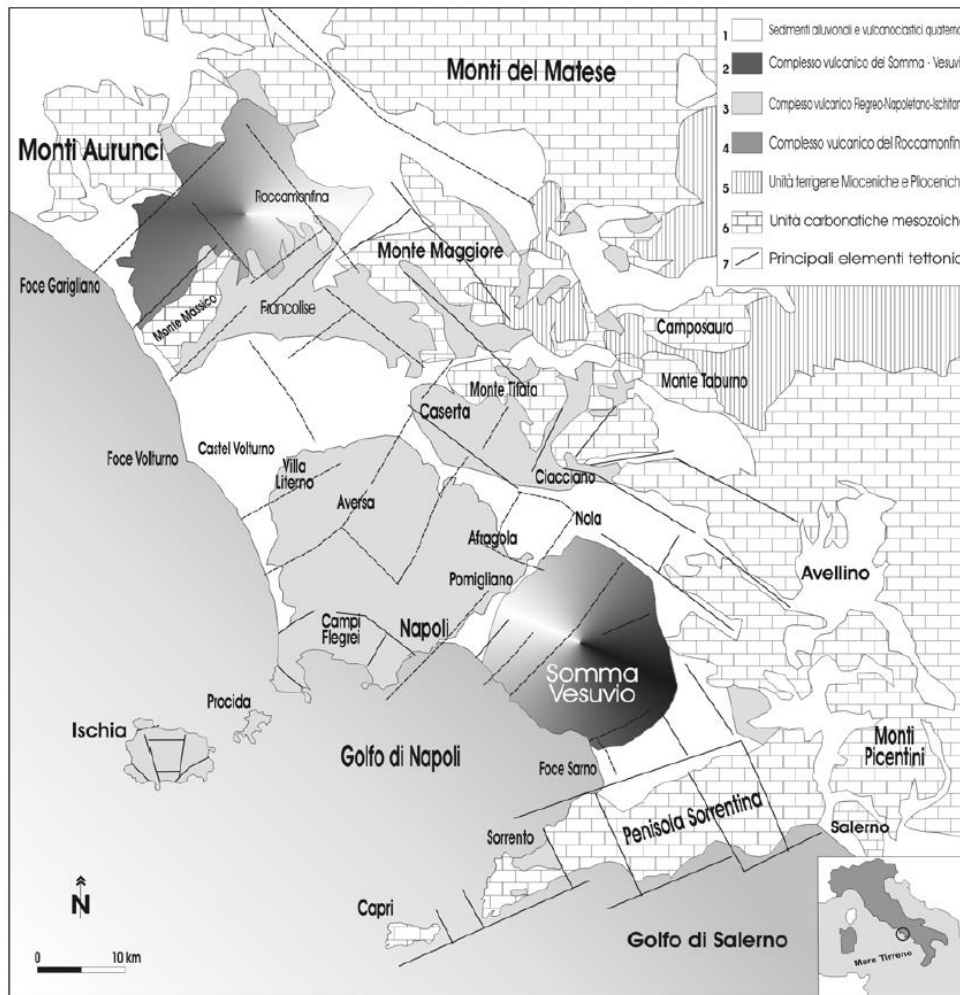


Fig. 1 - Schema geologico della Piana Campana:
 1 - Sedimenti alluvionali e vulcanoclastici quaternari.
 2 - Complesso vulcanico del Somma-Vesuvio.
 3 - Complessi vulcanici dei Campi Flegrei, Procida e Ischia.
 4 - Complesso vulcanico del Roccamonfina.
 5 - Unità terrigene mioceniche e plioceniche.
 6 - Unità carbonatiche mesozoiche.
 7 - Principali elementi tettonici.

Geological scheme of the Campanian Plain:
 1 - Alluvial and volcanoclastic quaternary sediments.
 2 - Somma-Vesuvius volcanic complex.
 3 - Phlegrean Fields, Procida and Ischia volcanic complexes.
 4 - Roccamonfina volcanic complex.
 5 - Miocene and Pliocene terrigenous sedimentary rocks.
 6 - Principal tectonic elements.

Figura 4-3 - Schema geologico della Piana campana da F.A. Aprile, A. Sbrana & R.M. Toccaceli, 2004



Figura 4-4 - Schema geologico della Piana Campana (da ISPRA CARG, Foglio 447, Napoli)

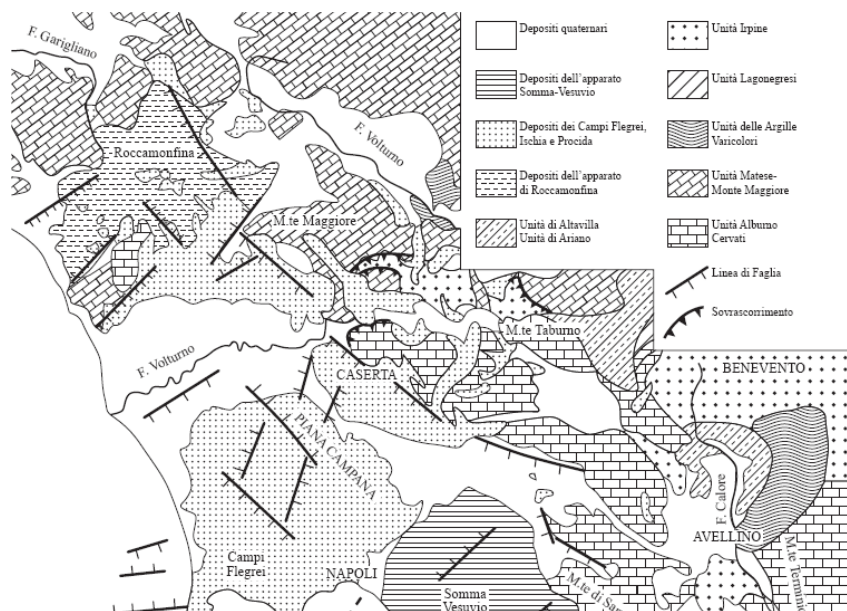


Figura 4-5 - Schema geologico-strutturale della Campania centro-settentrionale. (Orsi, De Vita, Di Vito, 1996)

Alcune prospezioni gravimetriche eseguite in terraferma ed alcuni profili sismici eseguiti in mare hanno evidenziato come la Piana Campana sia attraversata e limitata da faglie di direzione appenninica ed antiappenninica.

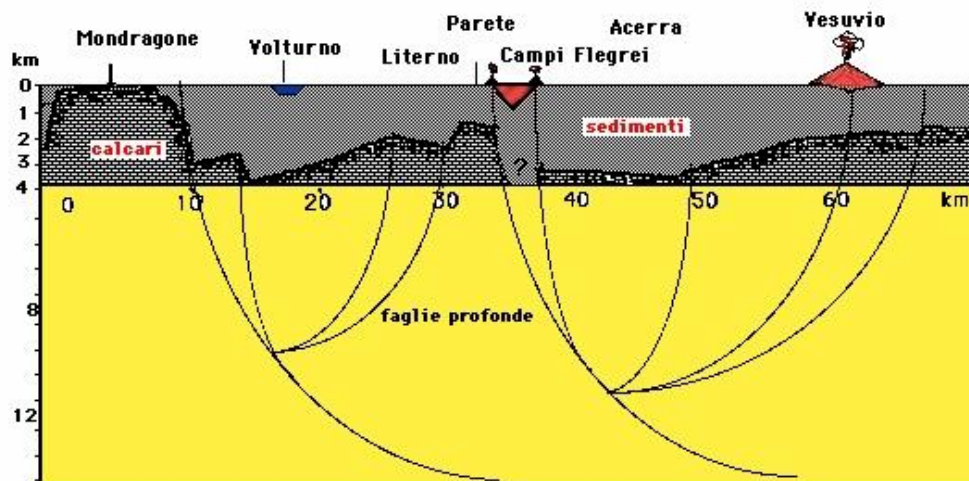


Figura 4-6 - Sezione strutturale della Piana Campana secondo una direzione NW-SE

I dati derivanti da prospezioni geofisiche, perforazioni petrolifere profonde e pozzi per acqua hanno evidenziato come la successione di terreni che costituiscono la Piana Campana possa essere così schematizzata dall'alto verso il basso:

- Coltre piroclastica olocenica, anche rimaneggiata da eventi alluvionali, talora con orizzonti torbosi e paleosuoli.
- Colate laviche e banchi scoriacei: presenti nel sottosuolo ai bordi del Somma- Vesuvio, hanno spessori decrescenti allontanandosi dall'edificio vulcanico. Fronti più avanzati sono presenti in corrispondenza di Pomigliano d'Arco e Marigliano, in queste zone il tetto di tale formazione (datato utilizzando il paleosuolo sovrastante) risale a circa 17.000 anni fa (Delibrias et Al., 1979); verso est le lave si spingono, poi, fin quasi ai massicci carbonatici. Nella zona di Napoli all'interno di questo intervallo è presente il Tufo Giallo Napoletano.
- Tufo Grigio Campano (Ignimbrite Campana), per spessori di 30+60 m, con i valori massimi a ridosso dei massicci carbonatici e dei Campi Flegrei e i valori minimi a ridosso del Fiume Volturno.
- Depositi vulcano-sedimentari di varia granulometria, con spessori di decine di metri.
- Depositi prevalentemente pelitici di probabile ambiente marino e transizionale dello spessore di alcune centinaia di metri.
- Depositi vulcanici antichi (tufi e lave andesitiche e basaltiche) intercettati da sondaggi profondi, per spessori notevoli.
- Depositi clastici di probabile età mio-pliocenica a profondità superiore ai 3 km.

- Rocce appartenenti alla piattaforma carbonatica, mai raggiunta dalle perforazioni profonde eseguite nella zona baricentrica dell'area, ma ricollegabile con gli affioramenti periferici attraverso successivi importanti gradini di faglia.

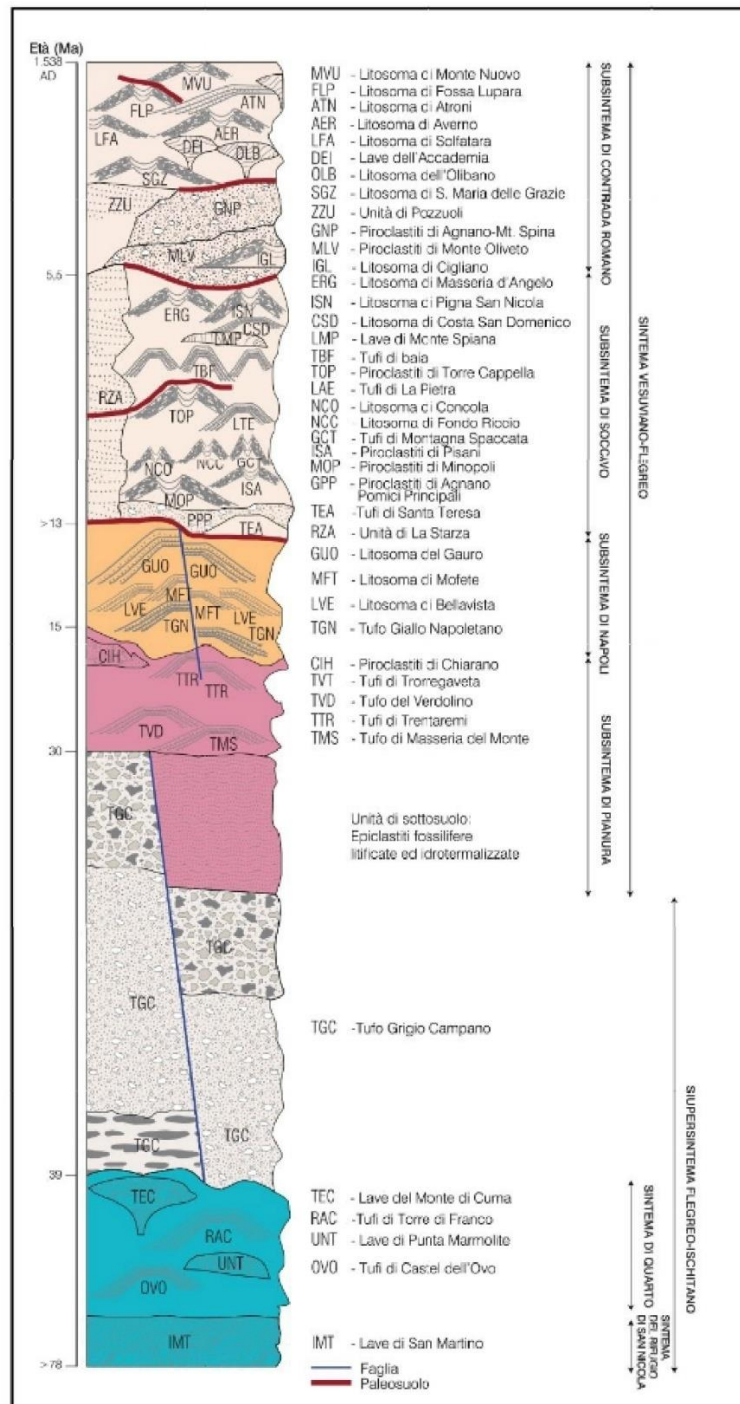


Figura 4-7 - Sezione stratigrafica della Piana Campana- Complesso Somma-Vesuvio (da ISPRA Progetto CARG - Foglio 447 Napoli).

Da un punto di vista geomorfologico nella figura 9 bis (DTM ad alta risoluzione ricostruito mediante dati LIDAR da aereo - volo 2011), si distinguono chiaramente le aree sub-collinari (verde e giallo), caratterizzate spesso dalla presenza sub-affiorante dei tufi, da quelle pianeggianti (verde chiaro), dove predominano i depositi piroclastici incoerenti o quelli lacustri/alluvionali.

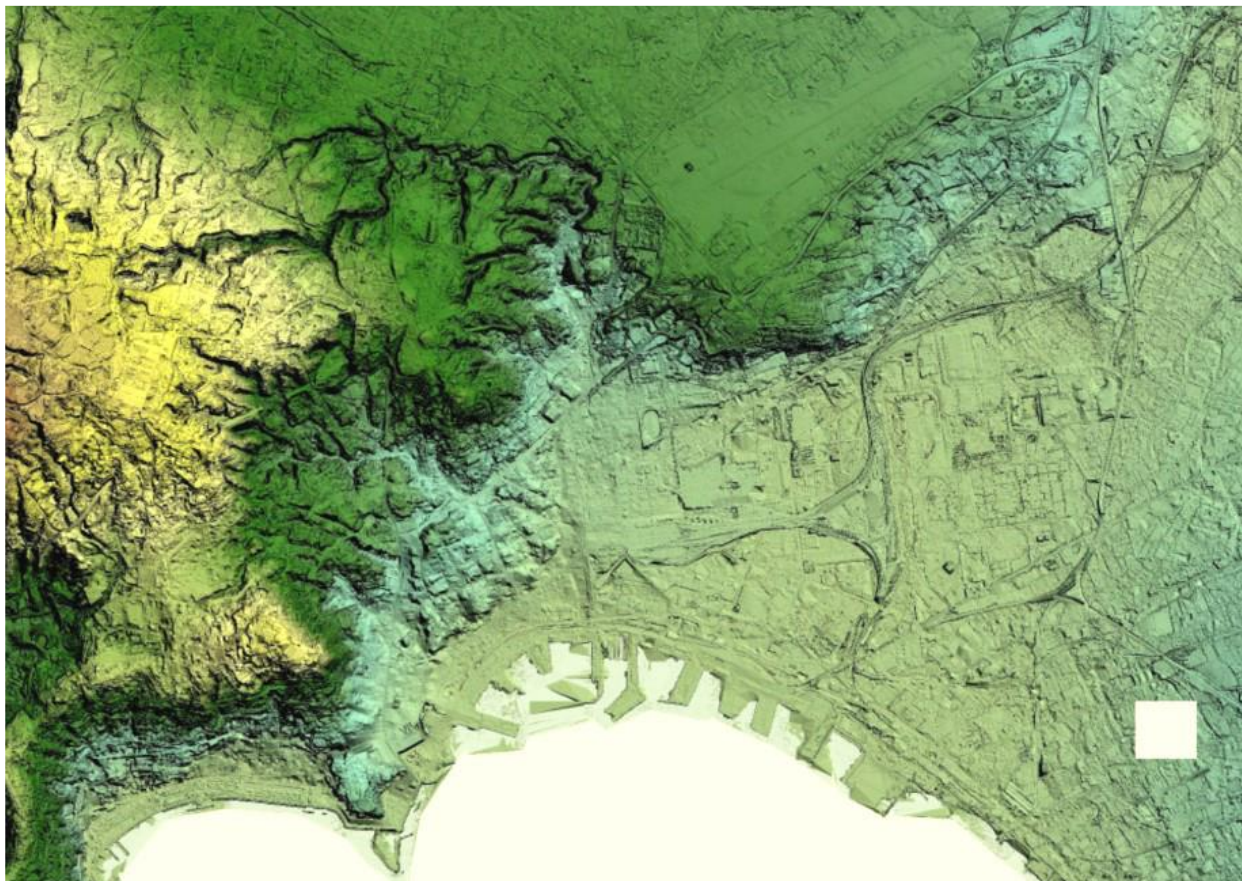


Figura 4-8 - DTM ad alta risoluzione ricostruito mediante dati LIDAR da aereo

In particolare emerge il rilievo collinare di Poggioreale-Capodichino, limitato verso S e SE dalla complessa fault zone che delimita a settentrione il graben del Golfo di Napoli e la valle del F. Sebeto e relativa piana costiera.

L'area interessata dalle opere a progetto presenta quote medie che oscillano fra circa 20 m s.l.m. e circa 90 m s.l.m., e, a parte locali risalite collinari, un contesto morfologico piuttosto regolare ed uniforme, con superfici sub-pianeggianti e pendenze che non superano il 3÷4%. Quote e pendenze superiori (rispettivamente pari a un max di circa 200 m.s.l.m. e al 6-7% caratterizzano la topografia della diramazione verso i colli Aminei.

Tale configurazione morfologica prevalente, per la sua scarsa acclività, oltre a garantire la stabilità dei depositi superficiali, scarsamente o per nulla litificati, nel complesso non determina fenomeni erosivi in evoluzione o potenziali, sia incanalati che diffusi e le superfici risultano ben drenate dal reticolo idrografico naturale e dalle opere di canalizzazione presenti (rete idrografica superficiale dei Regi Lagni nella parte nord-orientale e Fosso Volla nella parte meridionale).

Solo il settore meridionale dell'area di progetto, nel territorio del Comune di Napoli ed in particolare in corrispondenza dei principali parchi cittadini (parco di Capodichino, parco del Poggio), presenta settori di versante classificati dal PAI a rischio frana. Si tratta in larga misura di porzioni caratterizzate da un rischio elevato (R3) ed in misura decisamente inferiore da rischio molto elevato (R4), o medio (R2), o moderato (R1).

I principali corsi d'acqua ricadenti nel Foglio 446-447 "Napoli" sono stati sin da epoche storiche pesantemente condizionati dall'azione antropica e tutt'oggi risultano estesamente cementificati (Regi Lagni, Alveo dei Camaldoli e di Quarto) o addirittura in parte inglobati nel reticolo urbano (Sebeto, Volla). Nell'area napoletana permangono ben individuabili, seppur modificate nel loro sviluppo da intense attività estrattive, profonde incisioni a carattere tipicamente susseguente, come la cupa S. Croce, il Vallone S. Rocco ed il Cavone di Miano.

Particolarmente degno di nota è bacino dei Regi Lagni, che si trova a nord-est di Afragola, di poco all'esterno dell'area di studio, che rappresenta il principale bacino del territorio (1398 km²). Esso è costituito da un articolato sistema di canali artificiali, realizzati dal 1600 per consentire la bonifica dell'agro campano, che raccoglie le acque alte di un esteso ambito montano che comprende i versanti dei Monti Tifaniti, dei Monti di Avella, dei Monti di Sarno e del Monte Somma. Sono individuabili sei sottobacini afferenti ad altrettanti canali o lagni dalla cui confluenza si origina e si compone l'asta dei Regi Lagni propriamente detta.

L'efficiente sistema drena le acque superficiali e circolanti, provenienti dalle zone poste a maggiore quota, direttamente nel Lago Maestro, mentre le acque della piana affluiscono nei due controfossi che affiancano il canale laterale.

Il settore meridionale del fuso di progetto, nel territorio del Comune di Napoli, presenta aree caratterizzate da un livello di rischio IDRAULICO PAI molto elevato (R4) ed in misura minore di rischio medio (R2). Queste porzioni di territorio coincidono con lo sbocco nelle zone di pianura di alcuni corsi d'acqua che scorrono lungo i versanti dei rilievi collinari posti lungo il margine ovest dell'area di progetto.

5. STRATIGRAFIA DELL'AREA IN OGGETTO

Vista la complessità deposizionale presente nella piana campana, la successione stratigrafica all'interno dell'area di progetto è stata necessariamente semplificata in considerazione anche della lunghezza del tracciato (11 km ca) e della limitatezza delle indagini geologiche disponibili in questa fase.

Relativamente a quest'ultimi, come anticipato nel cap. 3, per le ricostruzioni delle varie parti del tracciato, si sono utilizzati le seguenti indagini geognostiche (vedi localizzazione in carta geologica):

- Parte meridionale del tracciato: indagini geognostiche relative alla realizzazione della Linea 1 della metropolitana di Napoli Tratta Toledo-Garibaldi, con particolare riferimento alla stazione Toledo, punto più vicino all'inizio del tracciato da sud.
- Nodo Di Vittorio-Capodichino e parte centro-meridionale del tracciato: indagini geognostiche relative alla realizzazione della Linea 1 della metropolitana di Napoli Tratta Centro direzionale-Capodichino, con particolare riferimento alla stazione Capodichino, punto più vicino al tracciato.
- Nodo Casoria RFI e parte centrale del tracciato: indagini geognostiche relative al Piano Urbanistico Comunale (PUC) 2015 del comune di Casoria.
- Nodo Afragola e parte settentrionale del tracciato: indagini geognostiche relative alla progettazione esecutiva della linea ferroviaria AV/AC Napoli-Bari, tratta Napoli-Cancello.

SUCCESSIONE STRATIGRAFICA SEMPLIFICATA DELL'AREA

Sulla base dell'analisi dei dati disponibili e tenendo a riferimento anche le informazioni della cartografia geologica ufficiale (foglio CARG Napoli n. 446-447 e relative Note illustrative), la successione stratigrafica semplificata dell'area è costituita, dall'alto verso il basso, da:

1. Terreni di riporto **R** (sp.= 2-5 m).
2. Piroclastiti rimaneggiate **Pr** (sp.= 10-15 m): sabbie limose argillose a tratti ghiaiose con ceneri, pomice e lapilli.
3. Tufo giallo napoletano in facies compatta **TGN** ricoperto o passante lateralmente alla facies rimaneggiata/sfatta **TGNs** (sp. comp.=15-35 m). La facies compatta nel sottosuolo napoletano risulta essere comunque fratturata con tipiche fratture da raffreddamento (scarpine).
4. Tufo grigio campano (Ignimbrite campana) in facies compatta **TGC** ricoperto o passante lateralmente alla facies rimaneggiata/sfatta **TGCs** (sp.= 10-20 m).
5. Piroclastite di base **Pb** (sp. > 10-20 m): depositi cineritici e pomiceo incoerenti di natura sabbosa-limosa-ghiaiosa.

Di seguito si riporta la documentazione fotografiche delle unità individuate.



Figura 5-1 - Depositi piroclastici rimaneggiati (Pr)



Figura 5-2 - Tufo Giallo Napoletano in facies compatta (TGN) presso il rione Sanità (Napoli centro storico).



Figura 5-3 - Tufo grigio campano in facies compatta (TGC)



Figura 5-4 - Tufo grigio campano in facies sfatta (TGCs)



Figura 5-5 - Piroclastiti di base (Pb)

Di seguito si riporta il profilo geologico rappresentativo dell'area della Linea Afragola-Napoli - LAN (allegato al presente progetto), ricostruito sulla base delle indagini disponibili e tenendo conto della suddetta successione stratigrafica.

Tali profili saranno affinati nella successive fasi di studio con il progredire del livello di progettazione.

Mandataria

Mandanti

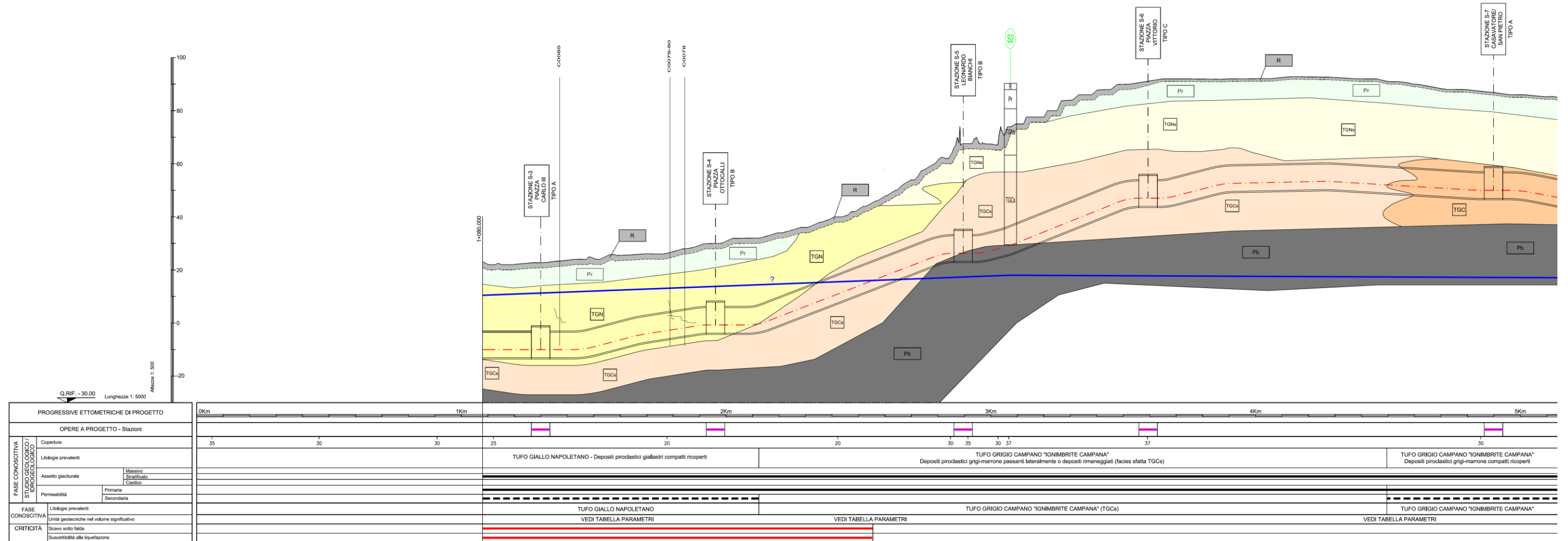


Figura 5-6 - Profilo geologico LAN – Tav. 1

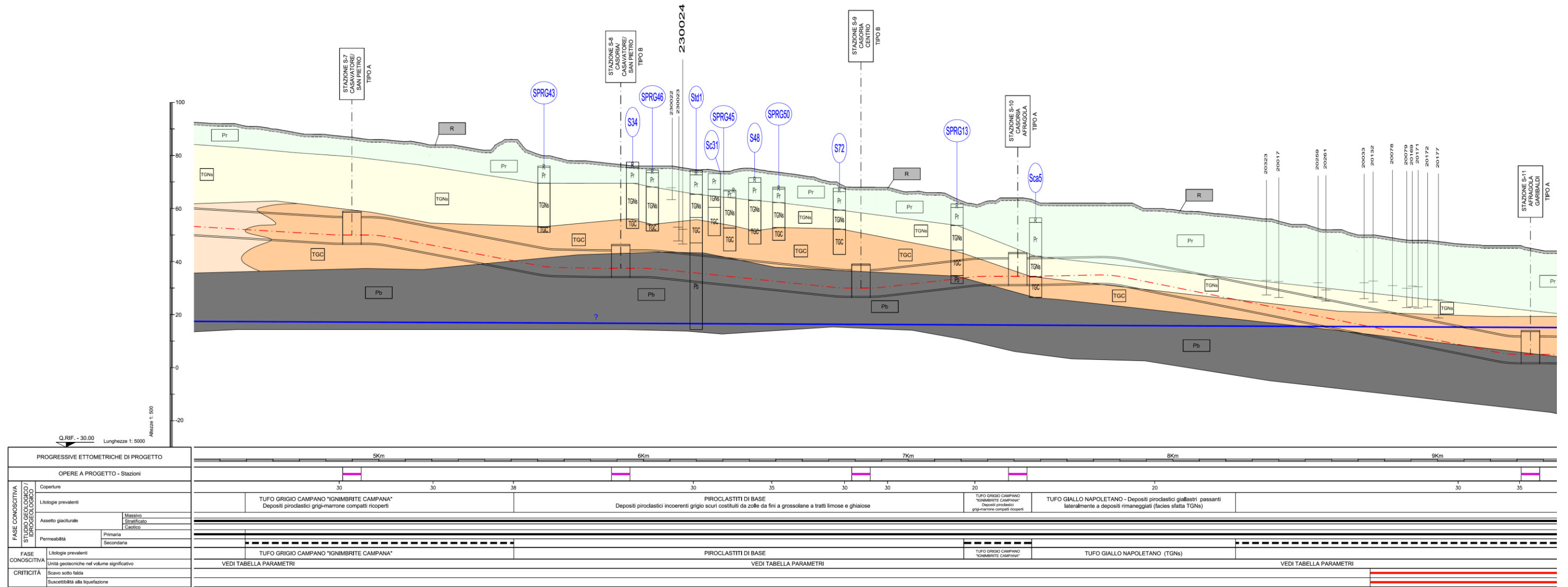


Figura 5-7 - Profilo geologico LAN – Tav. 2

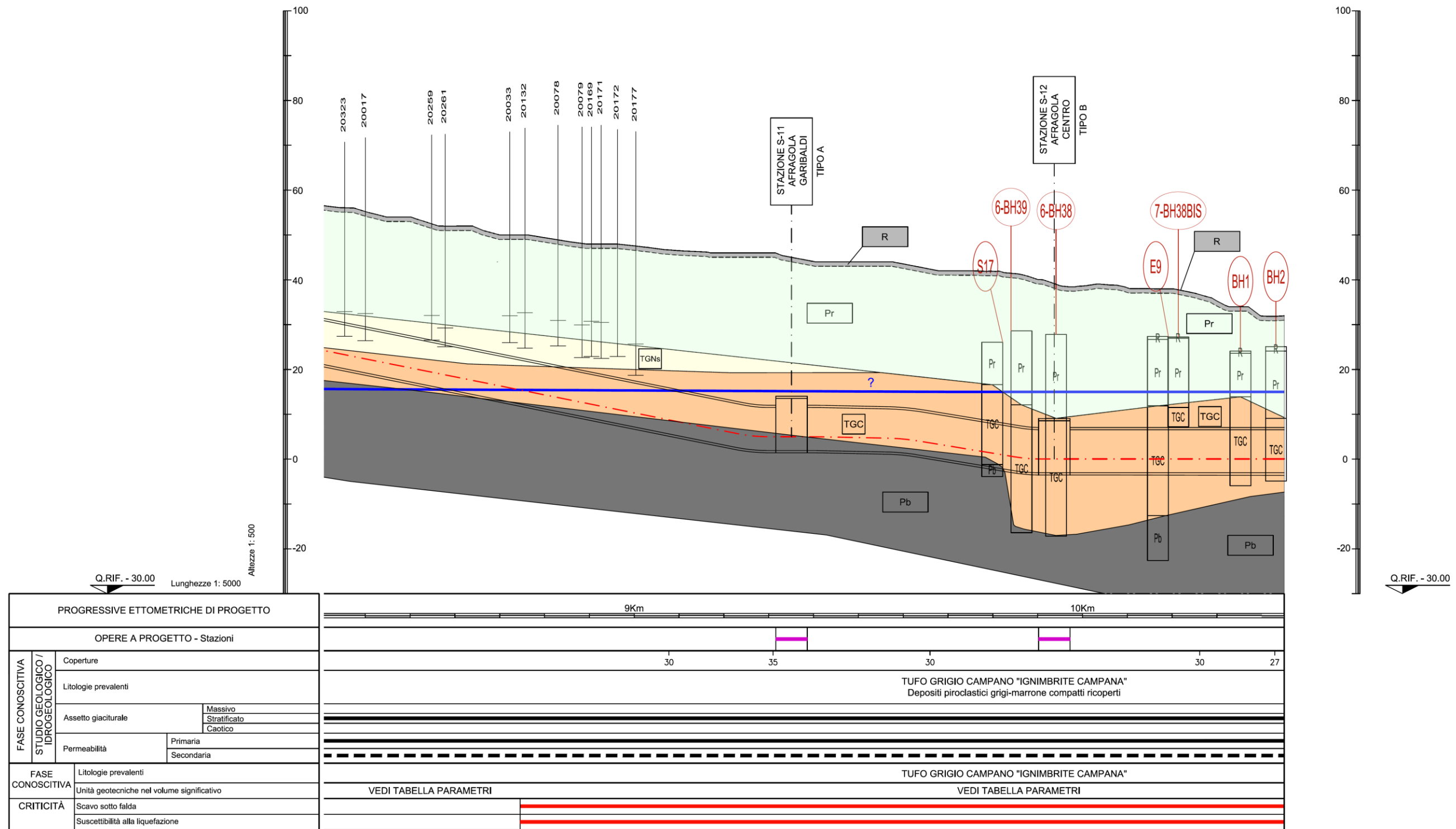

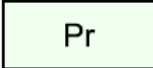
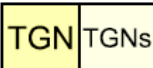

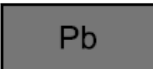








Figura 5-8 – Profilo geologico LAN – Tav. 3

Mandataria

Mandanti

LEGENDA GEOLOGICA	
	- Riporti antropici.
	- DEPOSITI PIROCLASTICI RIMANEGGIATI: Depositi piroclastici cineritici rimaneggiati incoerenti costituiti da sabbie limose argillose a tratti ghiaiose con ceneri, pomici e lapilli. OLOCENE - ATTUALE
	- TUFO GIALLO NAPOLETANO Depositi piroclastici giallastri compatti ricoperti o passanti lateralmente a depositi rimaneggiati (facies sfatta TGNs). PLEISTOCENE SUPERIORE
	- TUFO GRIGIO CAMPANO "IGNIMBRITE CAMPANA" Depositi piroclastici grigi-marrone compatti ricoperti o passanti lateralmente o depositi rimaneggiati (facies sfatta TGCs). PLEISTOCENE SUPERIORE
	- PIROCLASTITI DI BASE Depositi piroclastici incoerenti grigio scuri costituiti da zolle da fini a grossolane a tratti limose e ghiaiose PLEISTOCENE SUPERIORE
	LIVELLETTA
	FALDA

CAMPAGNA GEOGNOSTICA	
(sono stati riportati solo i sondaggi significativi entro l'area di progetto)	
	METRO LINEA 1 TRATTO DANTE-GARIBALDI
	METRO LINEA 1 TRATTO CENTRO DIREZIONALE CAPODICHINO
	PUC 2015 CASORIA
	PE LINEA AV NA-BA TRATTO NAPOLI-CANCELLO

PARAMETRI GEOTECNICI

Litotipo	γ [kN/m ³]	ν	E [MPa]	ϕ' (°)	c' [kPa]	K (m/sec)
Riporto <i>r</i>	19	0.3	50	30	0	-
Piroclastiti e Pozzolane rimaneggiate <i>Pr</i>	16-17	0.3	100	34-35	0	10-5/10-7
Tufo giallo napoletano (facies sfatta) <i>TGNs</i>	16-17	0.3	150	35	0	10-5/10-7
Tufo giallo napoletano (facies compatta) <i>TGN</i>	16-17	0.3	1500	27	800	10-5/10-7
Tufo grigio campano (Ignimbrite campana) (facies sfatta) <i>TGCs</i>	16-17	0.3	120-1800	35-41	0-15	10-5/10-7
Tufo grigio campano (Ignimbrite campana) (facies compatta) <i>TGC</i>	16-17	0.3	700-4500	35-37	20-50	10-5/10-7
Piroclastiti di base <i>Pb</i>	16-17	0.3	300-1200	35-37	0-5	10-5/10-7

Figura 5-9 – Legenda Profilo geologico LAN

6. PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEI MATERIALI

Di seguito si riporta una sintesi dei parametri geotecnici medi relativi ai livelli stratigrafici sopra individuati. Tali parametri derivano dall'analisi delle prove in sito e di laboratorio delle suddette campagne di indagini geognostiche.

Litotipo	γ [kN/m ³]	ν	E [MPa]	ϕ' (°)	c' [kPa]
<i>Riporto r</i>	19	0.3	50	30	0
<i>Piroclastiti e Pozzolane rimaneggiate Pr</i>	16-17	0.3	100	34-35	0
<i>Tufo giallo napoletano (facis sfatta) TGNs</i>	16-17	0.3	150	35	0
<i>Tufo giallo napoletano (facis compatta) TGN</i>	16-17	0.3	1500	27	800
<i>Tufo grigio campano (Ignimbrite campana) (facis sfatta) TGCs</i>	16-17	0.3	120-1800	35-41	0-15
<i>Tufo grigio campano (Ignimbrite campana) (facis compatta) TGC</i>	16-17	0.3	700-4500	35-37	20-50
<i>Piroclastiti di base Pb</i>	16-17	0.3	300-1200	35-37	0-5

Figura 6-1 - Parametri geotecnici

7. IDROGEOLOGIA

Come riportato nelle note illustrative allegate al Foglio 446-447 (CARG), il corpo idrico sotterraneo presente nell'area è compreso all'incirca tra il basso corso dei Regi Lagni a N, il mare ad O, il campo vulcanico Flegreo e Napoletano a S e la depressione strutturale del Volva a SE. Esso interessa la porzione occidentale della più ampia depressione strutturale della piana Campana.

La circolazione idrica sotterranea si esplica principalmente per filtrazione nelle fessure e fratture dei termini litoidi dei complessi idrogeologici vulcanici dei tufi e delle brecce laviche, e nei pori dei depositi incoerenti piroclastici, alluvionali, transizionali e marini delle piane. In questo caso la permeabilità per porosità si riduce nei livelli francamente cineritici e limo-torbosi mentre tende a diventare più elevata negli strati sabbiosi marini ed in quelli ghiaiosi piroclastici ricchi di lapilli, pomici e scorie.

Tale condizione lito-strutturale genera una struttura idrogeologica complessa, in cui la circolazione idrica sotterranea avviene per falde sovrapposte. A luoghi i termini litoidi come i depositi tufoidi del TGN e del TGC possono rappresentare degli impermeabili relativi, determinando una condizione semiartesiana, ma le falde possono essere ricondotte, a grande scala, ad un'unica circolazione idrica sotterranea, caratterizzata da fenomeni di drenanza e da mescolamenti tra acque di diversa origine, a causa della variabilità ed eteropia dei vari depositi e della mancanza di acquiclude di adeguata estensione e spessore.

Di seguito, facendo riferimento alle risultanze delle indagini delle campagne geognostiche dei lavori precedenti ed ai dati di letteratura, si riportano i range dei valori di permeabilità K associati ai vari complessi idrogeologici individuati (vedi anche elaborato "Carta Idrogeologica" allegato al presente progetto).

COMPLESSO IDROGEOLOGICO	UNITA' GEO-LITOLOGICA	Permeabilità (m/s)						
		10 ⁻⁹	10 ⁻⁸	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁴	10 ⁻³
1	a - Depositi alluvionali (permeabilità per porosità)							
2	S - Depositi di spiaggia (permeabilità per porosità)							
3	I - Depositi lacustri e palustri (permeabilità per porosità)							
4	Pr - Depositi piroclastici rimaneggiati (Permeabilità per porosità)							
5	5 TGN - Tufo giallo napoletano (permeabilità per fratturazione)							
	5a TGNs - Tufo giallo napoletano sfatto (permeabilità per porosità/fratturazione)							
6	6 TGC - Ignimbrite Campana (permeabilità per fratturazione)							
	6a TGCs - Ignimbrite campana sfatta (permeabilità per porosità/fratturazione)							
7	Pb - piroclastiti di base (permeabilità per porosità)							

Figura 7-1 - Range di permeabilità dei complessi idrogeologici

Nella zona orientale di Napoli, la falda semiconfinata presente al di sotto dei livelli tufacei è stata sfruttata, a partire dall'immediato dopoguerra, a scopo idropotabile con la realizzazione del campo pozzi di Lufrano. Sono stati inoltre effettuati cospicui emungimenti a scopo industriale ed irriguo nelle aree napoletana, di Nola e della valle di Maddaloni, che sfruttavano ugualmente la falda profonda. Tale sovrasfruttamento ha comportato, secondo ALLOCCA & CELICO (2008), il prosciugamento della falda superficiale e delle sorgenti del Volla, oltre alla compromissione della qualità delle acque di falda ed al conseguente abbandono dell'uso idropotabile.

La conseguenza di tale abbandono è stata, a partire dal 1990, una repentina diminuzione della soggiacenza della falda, che in alcuni casi ha subito innalzamenti piezometrici anche di 14 m, riattivando addirittura alcune sorgenti ormai dimenticate e compromettendo la funzionalità di importanti opere infrastrutturali.

Di seguito si riportano gli estratti delle carte delle isopiezometriche risalenti al 2008. Da allora ad oggi si è assistito ad un ulteriore innalzamento piezometrico.

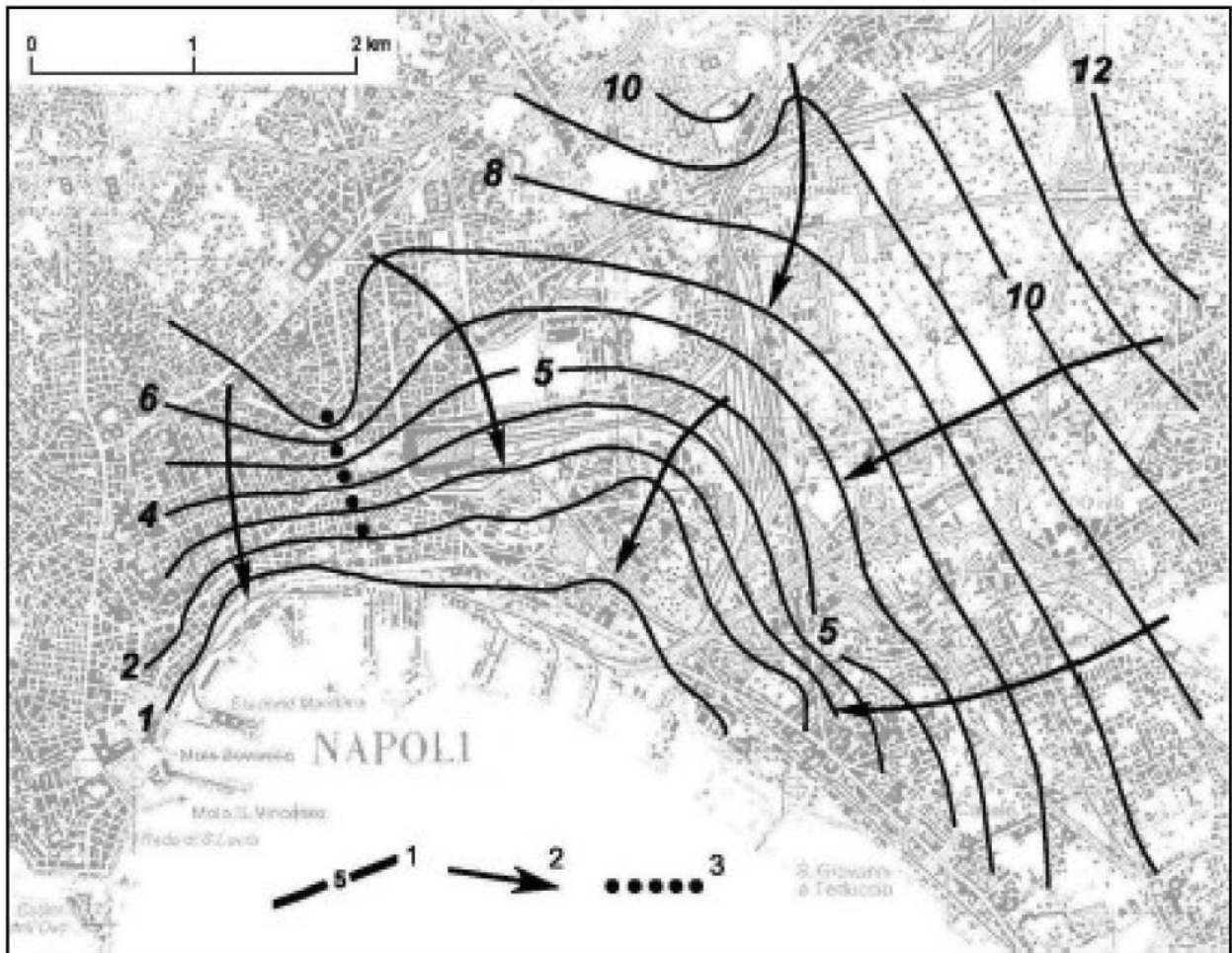


Figura 7-2 – Piezometria del 2001 dell’area urbana di napoli (Comune di Napoli – C.U.G.RI., 2001, integrata) (da Allocca & Celico, 2008) Legenda: 1) Curve isopiezometriche e relativa quota in m s.l.m.; 2) Direttrici di flusso idrico sotterraneo; 3) spartiacque sotterraneo

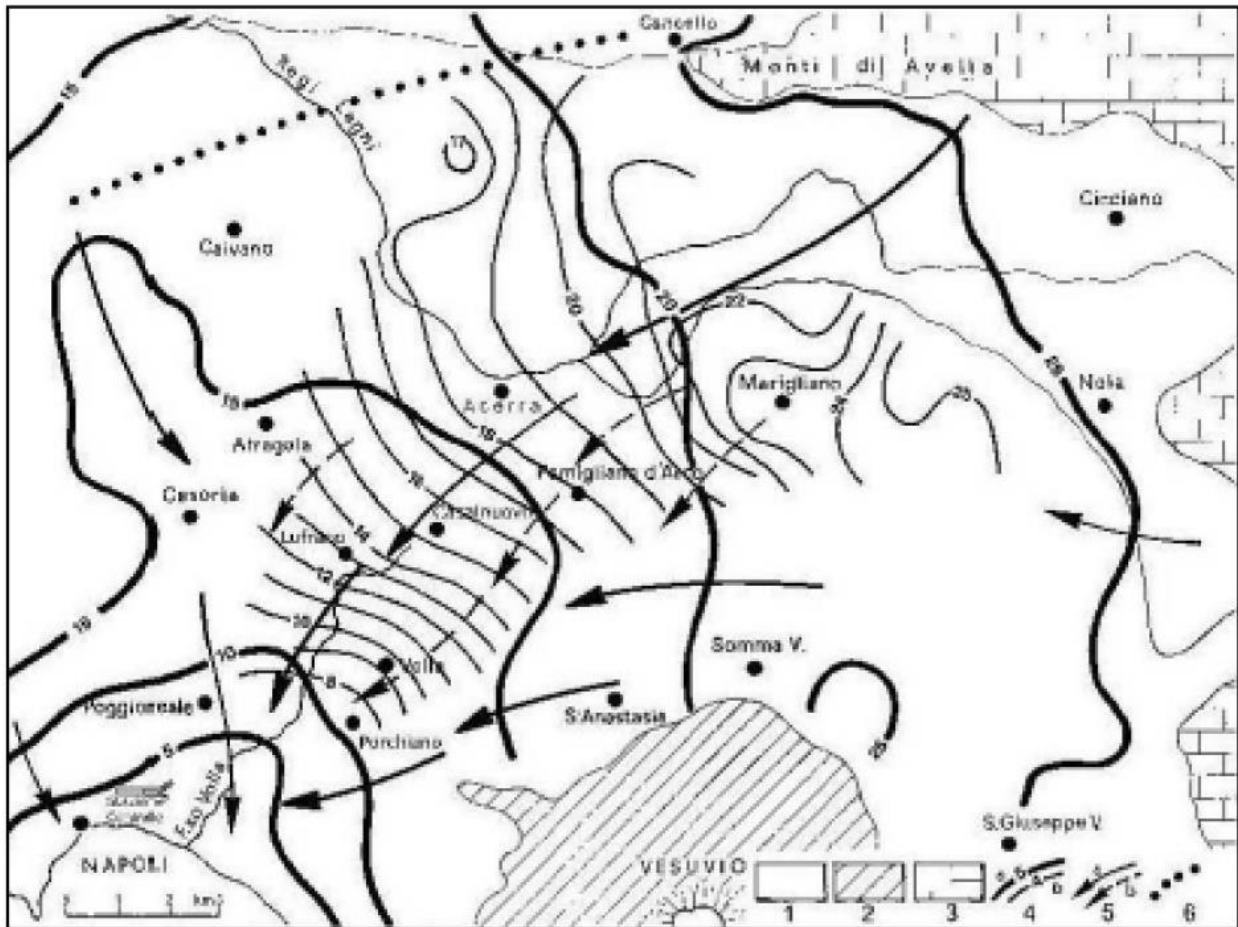


Figura 7-3 – Carta a curve isopiezometriche della piana a Orinete di Napoli nel periodo ottobre-novembre 2002 (Autorità di Bacino Nord Occidentale della Campania, 2004, modificata ed integrata) (da allocca & Celico, 2008).
 Legenda: 1) Depositi piroclastico – alluvionali; 2) Lave prevalenti e depositi piroclastici; 3) Rocce carbonatiche; 4) Curve isopiezometriche e quote in m s.l.m: a) relative alla falda profonda; b) relativa alla falda superficiale; 5) Direttrici di flusso idrico sotterraneo: a) relative alla falda profonda; b) relative alla falda superficiale; 6) Spartiacque sotterraneo

La superficie di falda lungo l’opera in studio è stata ricostruita utilizzando i dati dei piezometri appartenenti alle varie campagne geologiche (vedi profili geologici allegati).

Dai dati disponibili la falda lungo il tracciato si posiziona mediamente tra +5 e +15 m.s.l.m.

Tale quota, rispetto alla topografia in asse tracciato, determina una sofficienza variabile da -15 a -70 m dal p.c.. Pertanto, sulla base dei dati ad oggi disponibili, gli scavi dell’opera in oggetto dovrebbero attestarsi a tratti al di sopra e a tratti al di sotto della falda.

8. SISMICA

Come indicato nella mappa di classificazione sismica nazionale prodotta dal Dipartimento della Protezione Civile, l'area d'intervento ricade esclusivamente in "Zona 2" (media sismicità).

Si riportano di seguito le principali carte della pericolosità sismica nazionale e della sismicità regionale.



Figura 8-1 - Classificazione sismica Regione Campania

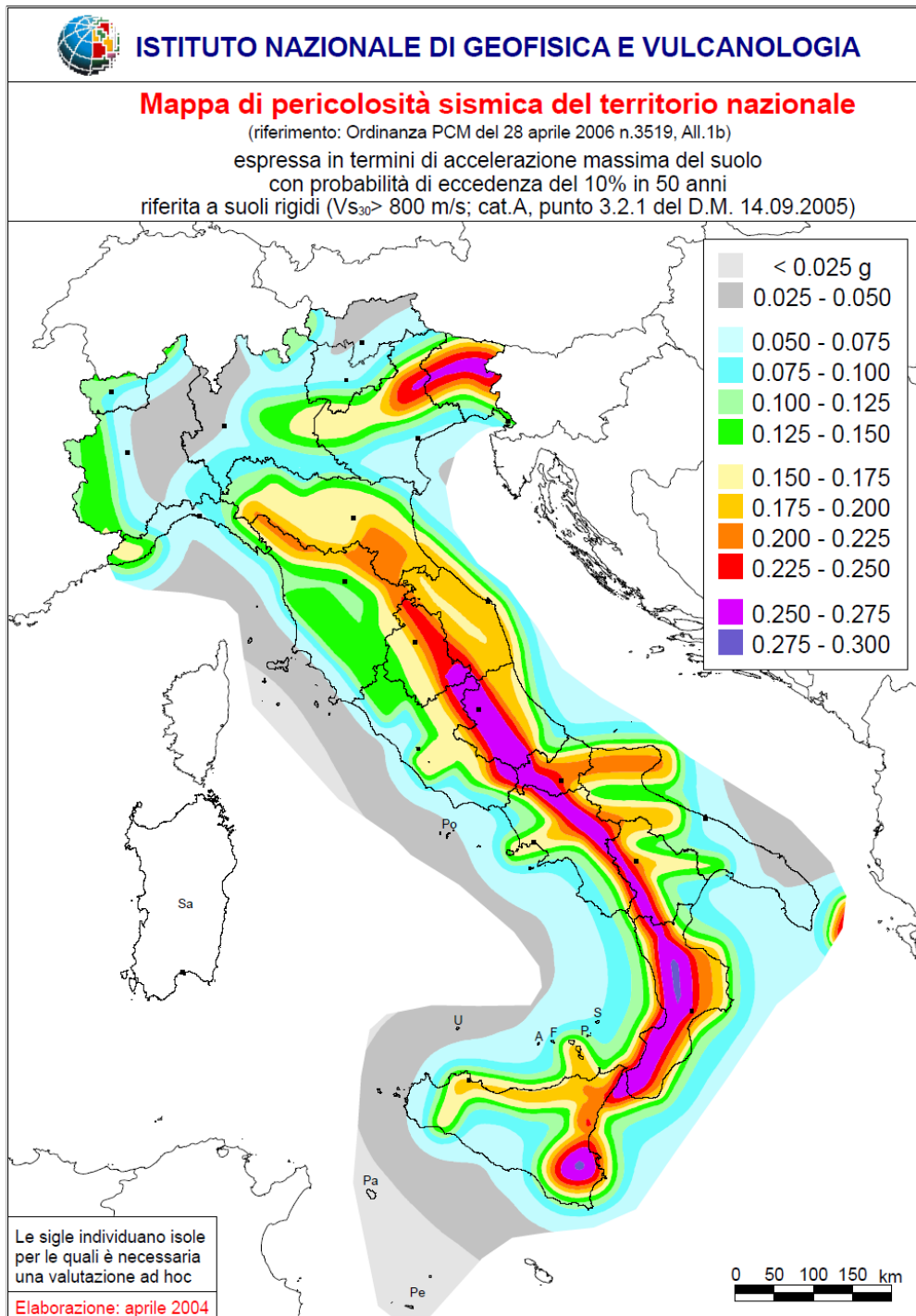


Figura 8-2 - Mapa di pericolosità sismica del territorio nazionale

Classificazione sismica del sottosuolo.

Ai sensi del D.M. del 14.01.2008 (Norme Tecniche sulle Costruzioni, NTC), è necessario procedere ad una classificazione sismica del sottosuolo. In particolare si richiede ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, di valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, in assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica di fare

riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tabelle sotto riportate).

- Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

- Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

La classificazione semplificata è basata sulla conoscenza del valore assunto nei primi 30 m di sottosuolo dalla velocità delle onde di taglio V_s , oppure dal valore assunto dalla coesione non drenata per terreni a grana fine o dal valore del numero dei colpi NSPT per terreni a grana grossa.

Una prima stima può quindi ottenersi dai risultati delle prove SPT eseguite nei sondaggi, utilizzando la formula prevista dalla normativa per la stima di $NSPT_{30}$. Tale formula è basata sui singoli valori misurati e sullo spessore degli strati in cui si suddivide il deposito di terreni naturali fino ai 30 m di profondità ed è riportata di seguito:

$$N_{SPT,30} = \frac{\sum_{i=1,M} h_i}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

Applicando tale formula ai profili medi di prove penetrometriche dinamiche disponibili si ottengono i risultati riportati nella tabella seguente.

Tabella Classificazione sismica del sottosuolo ai sensi del D.M. 14.01.2008 PROVE INDAGINI METRO LINEA 1

NSPT,30	Categoria sottosuolo D.M. 14.01.2008	Max prof. di indagine (m)	Frequenza media SPT
24	C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa.....	60	1 ogni 5 m
21	C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa.....	60	1 ogni 5 m
26	C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa.....	60	1 ogni 6 m

La classificazione sismica è stata effettuata anche utilizzando i valori di Vs,30 da prove cross-hole, down-hole e MASW.

Categoria di sottosuolo D.M. 14.01.2008 sulla base delle $V_{s,30}$ PROVE INDAGINI METRO LINEA 1

$V_{s,30}$	Categoria sottosuolo D.M. 14.01.2008	Max prof. di indagine (m)
347	C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa.....)	60
272	C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa.....)	60
-	C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa.....)	60

Categoria di sottosuolo D.M. 14.01.2008 sulla base delle $V_{s,30}$ PROVE INDAGINI PUC 215 CASORIA

Prova down-hole	Velocità (V_s) media di propagazione entro 30 metri di profondità $V_{s,30}$ in m/s	Categorie di sottosuolo di riferimento
MASW1	383	B
MASW2	380	B
MASW3	350	C
MASW4	332	C
MASW5	325	C
MASW6	343	C
MASW7	336	C
MASW8	361	B
MASW 9	350	C
MASW 10	473	B

Prova down-hole	Velocità (Vs) media di propagazione entro 30 metri di profondità V_{S30} in m/s	Categorie di sottosuolo di riferimento
MASWc1	338	C
MASWc2	331	C
MASWtd	297	C
MASWpa1	258	C
MASWpa2	296	C
MASWpa3	280	C
MASWpa4	273	C
S*a1	348	C
S*a2	384	B
S*a3	299	C
S*a4	369	B
S*a5	296	C
S*PIP1	219	C
S*PIP2	215	C
S*NP	486	B
S*P1	481	B
S*P2	479	B

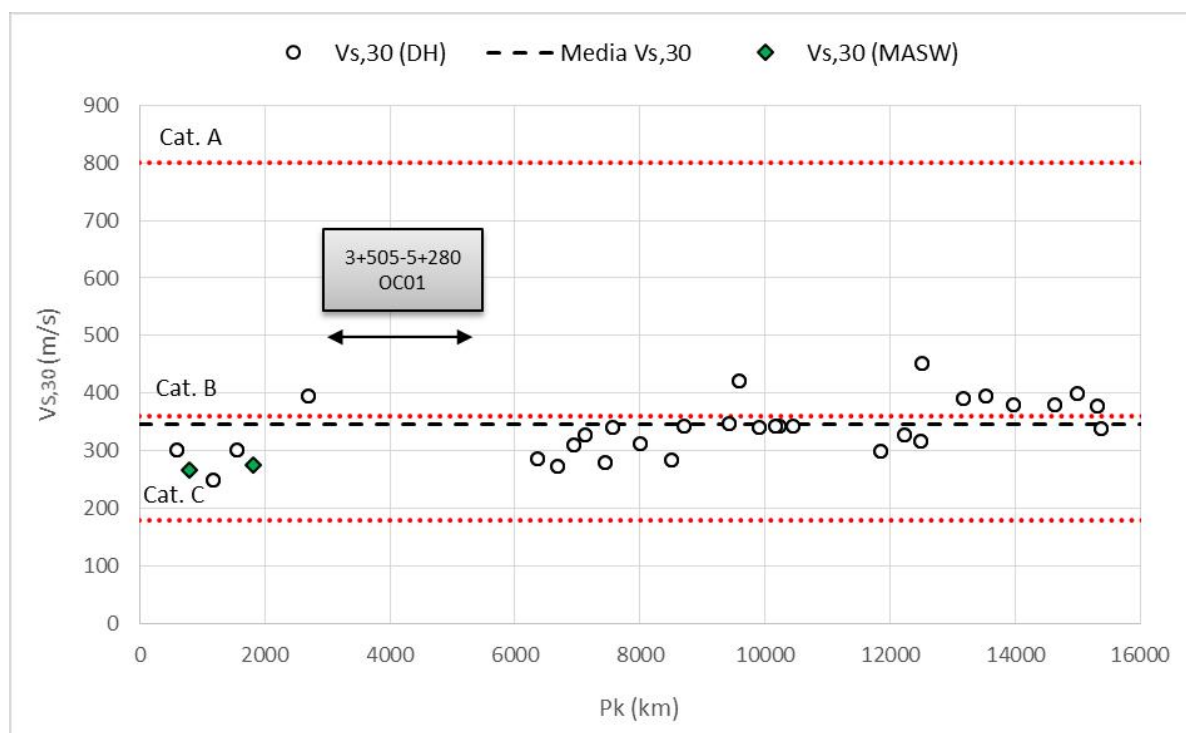


Figura 8-3 - Caratterizzazione sismica – Categoria di sottosuolo da prove PE linea AV Napoli Bari – Tratta Napoli-Cancello

In sintesi si può ritenere che il sottosuolo sia da classificare prevalentemente come di tipo C.

9. CRITICITA' GEOLOGICHE-IDROGEOLOGICHE E RISCHI CONNESSI

Di seguito vengono elencate le principali criticità geologiche ed idrogeologiche e i rischi connessi in assenza di interventi di mitigazione.

Eterogeneità dei materiali

Come descritto al CAP. 5 (vedi profili geologici), i depositi che verranno interessati dagli scavi dell'opera in oggetto presenteranno una marcata eterogeneità, potendo variare da materiali semi litoidi quali i Tufi (TGN e TGC) a materiali incoerenti, di scadenti caratteristiche geotecniche, quali quelli caratterizzanti la facies sfatta dei suddetti tufi e le piroclatiti (Pr e Pb).

Tali criticità geotecniche comportano il possibile frequente alternarsi di condizioni allo scavo tipo FRONTE STABILE (o stabile a breve termine), tipiche delle facies litoidi dei tufi, a condizioni di FRONTE INSTABILE, tipiche dei materiali incoerenti piroclastici. In assenza di specifici interventi di contenimento/consolidamento, potrebbero quindi verificarsi importanti fenomeni deformativi e di instabilità al fronte al contorno, con conseguenti ed inaccettabili subsidenze di superficie.

Possibile interazione con il livello di falda

In funzione della scelta della livelletta di progetto, lo scavo dell'opera potrà più o meno risultare sotto falda, con il rischio, in assenza di specifiche azioni/interventi, di abbattere il livello di falda, con conseguenti possibili processi di trasporto solido dei materiali incoerenti ed importanti inaccettabili subsidenze indotte in superficie. Tale fenomeno, oltre che nei depositi piroclastici incoerenti, risulta tra l'altro possibile anche all'interno dei tufi litoidi, poiché questi ultimi sono caratterizzati da frequenti fratture da raffreddamento ("scarpine") che, in virtù della loro elevata permeabilità, possono veicolare l'acqua dai depositi piroclastici sovrastanti e con essa il trasporto solido.

Possibile presenza di gas

Si segnala questa criticità poiché nel corso della campagna geognostica relativa alla Linea 1 metro tratto Poggioreale Capodichino, ed in particolare nel corso dell'esecuzione del sondaggio S15 (2014) di profondità pari a 60 m posto all'interno delle aree dell'Aeroporto internazionale di Napoli Capodichino, alle spalle della Palazzina Leonardo, si è verificata una significativa fuoriuscita di gas dalle profondità comprese tra i 50-60 m. Il gas era inodore ma non essendo campionato non è stato possibile classificarlo. Dalle perforazioni appositamente eseguite successivamente è stata condotta una ricerca gas che non ha dato evidenze significative.

Per tale motivo le frese utilizzate per la realizzazione della metro Linea 1 non sono state dotate di particolari sistemi antideflagranti.

Considerando però la rilevanza a livello di sicurezza che tale fenomeno potrebbe comportare sulle opere in studio, tale tematica andrà necessariamente approfondita prevedendo un'accurata procedura di ricerca gas nel corso delle prossime campagne geognostiche.

Presenza di cavità

Come riportato nelle note illustrative allegate al Foglio 446-447 (CARG), la presenza abbondante di tufo sia in affioramento che nel sottosuolo ha fatto sì che nel corso dei secoli il territorio del comune di Napoli e dei comuni ubicati a nord della città fosse interessato dall'estrazione del tufo a fini edilizi portando così alla formazione di numerose cavità presenti nel sottosuolo.

Oltre alle cavità ipogee per l'estrazione del tufo ve ne sono altre create per ricavare serbatoi sotterranei destinati alla raccolta delle acque meteoriche in comunicazione con la superficie a mezzo pozzi di attingimento (piscine).

Nel periodo tra il 1998 e il 2002 l'Amministrazione Provinciale di Napoli ha portato a termine un progetto per la costituzione della "Banca Dati delle cavità sotterranee dei comuni della provincia di Napoli", finalizzato ad omogeneizzare ed integrare i dati frammentari e disomogenei, disponibili presso enti pubblici e privati, di tutto il territorio della provincia.

Tale progetto ha consentito la realizzazione di un'unica banca dati informatizzata ed interattiva, predisposta per l'utilizzo tramite web, che è stata presentata al pubblico nel giugno 2003. Da tale lavoro emerge che le cavità artificiali sono concentrate, principalmente, nelle parti urbane di più antica formazione, cioè nei centri storici e con maggiore diffusione nel territorio a nord del Comune di Napoli e nell'area flegrea, come illustrato nello schema riportato in Figura 21.

Come è riportato nella documentazione allegata al PUC 2015 di Casoria, nei predetti comuni l'estrazione del tufo avveniva superando la coltre di materiale piroclastico sciolto posta a tetto del banco di tufo stesso. Il banco di tufo, infatti, veniva raggiunto con due tecniche diverse:

- la prima consisteva nell'approfondimento di un pozzo, in genere circolare e non rivestito, fino al tetto del banco di tufo e dopo averlo attraversato per 4-5 metri (spessore in volta) si procedeva con uno scavo circolare sino a raggiungere il letto del banco. Dalle pareti dello scavo circolare, inoltre, si dipartivano gallerie singole o multiple sviluppate nel modo più svariato;
- la seconda, più comune nel territorio di Casoria, utilizzava rampe di discesa (le discenderie) che consentivano un agevole raggiungimento del banco da coltivare nel quale si procedeva, poi, a realizzare gallerie orizzontali con volta circolare o ellittica.

Le gallerie, in genere a sezione ellittica o trapezoidale, hanno una larghezza di 8-10 metri, un'altezza variabile da 4 a 9 metri ed una lunghezza che spesso supera i 20 metri; le gallerie, infine, venivano spesso messe in comunicazione tra di loro mediante cunicoli secondari.

Le gallerie, poi, venivano poste in comunicazione con la superficie del piano di campagna con condotti verticali non sempre rivestiti chiamati "occhi di monte". Tali condotti rispondevano principalmente all'esigenza d'aerazione delle gallerie e secondariamente potevano essere utilizzati per portare in superficie i blocchi di tufo. Gli "occhi di monte" erano disposti a distanza di 8-10 metri ed avevano una forma quadrangolare con lato in generale di 1.80 metri; spesso a coltivazione terminata essi venivano chiusi con travi di legno e successivo riempimento con materiale di risulta.

Nel territorio dei comuni a nord di Napoli nel tempo si sono verificati numerosi casi di dissesti e voragini con crollo di edifici, di tratti del manto stradale e talora con anche vittime. I fattori che in misura maggiore contribuiscono a rendere precario il grado di stabilità delle cavità sono i seguenti:

- lo stillicidio, che è responsabile dell'alterazione e dell'erosione dei materiali piroclatici coinvolti;
- la presenza di fratture nel tufo, che unitamente allo stillicidio, provocano il crollo di alcuni blocchi anche in chiave di volta dove lo spessore del tufo è talora molto esiguo;
- l'assenza di rivestimenti lungo le pareti della maggior parte dei pozzi verticali di servizio: le piroclastiti sciolte, attraversate da tali pozzi, evidenziano spesso vistosi fenomeni erosivi da ascrivere al deflusso delle acque di infiltrazione;
- l'utilizzo della cavità come discarica.

Il fattore determinante per l'insorgere di fenomeni di instabilità è da ricondurre quasi sempre al deflusso di acque di infiltrazione nel sottosuolo dovute a perdite della rete idrica e fognaria che provocano crolli e voragini. Aree ad elevata criticità sono anche quelle in cui le cavità interessano il sottosuolo della sede stradale o sono nelle immediate vicinanze di essa, poiché le sollecitazioni dovute alla circolazione di mezzi anche pesanti contribuiscono a peggiorare le condizioni di stabilità già precarie.

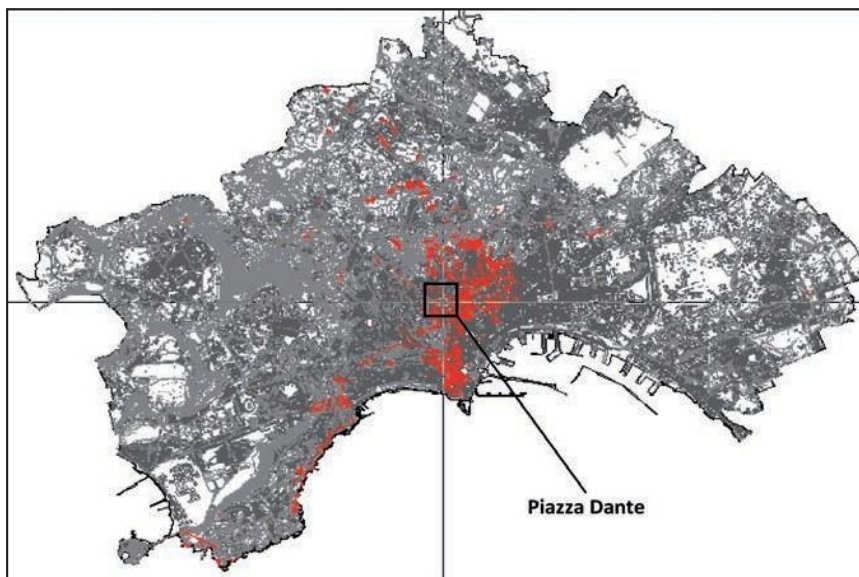


Figura 9-1 – Planimetria delle cavità censite

Relativamente al lavoro in oggetto si sono acquisiti gli ultimi aggiornamenti delle planimetrie delle cavità e delle schede associate attualmente censite, relativamente ai comuni di Napoli, Casoria ed Afragola (vedi specifici elaborati grafici allegati al presente progetto).

E' stato così possibile determinare i range di profondità al di sotto dei quali non dovrebbero essere più presenti cavità, informazione rilevante al fine di stabilire la livelletta dell'opera.

In particolare, a parte situazioni particolari puntuali, la gran parte delle cavità si attesta al di sopra della quota di -30-35 m dal piano campagna.

10. CAMPAGNA INDAGINI GEOGNOSTICHE

Allo scopo di poter sviluppare le successive fasi di progettazione è stata definita una campagna di indagini geognostiche composta da sondaggi geognostici ed indagini geofisiche.

La campagna è costituita da n. 35 sondaggi geognostici, da eseguire in corrispondenza di ciascuna stazione e di ciascuna dei manufatti intermedi, la cui lunghezza è variabile ed in funzione della profondità della stazione e/o manufatto.

All'interno di ciascun sondaggio saranno eseguite le seguenti prove:

- Prove di permeabilità
- Prove S.P.T.
- Prove pressiometriche
- Prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati
- Prove geofisiche, down-hole.

Sui campioni prelevati saranno eseguite le seguenti prove di laboratorio:

- Analisi granulometriche
- Determinazione del peso di volume, contenuto d'acqua, peso specifico dei grani
- Determinazione dei limiti di atterberg
- Prove di taglio diretto
- Prove edometriche
- Prove triassiali consolidate isotropicamente drenate
- Compressione di compressione ad espansione laterale libera
- Prove tirassiali cicliche.

SITO	PROGRESSIVA	DESCRIZIONE	SIGLA	N. SONDAGGI	Perforazione tot. (m)		Pressioni/Dilatom. (n°)	Prove S.P.T. (n°)	Prove permeabilità (n°)	Campioni		Ind. Geofisiche in foro-Down-hole (m)
					Lungh. (m)	carotaggio (m)				Ind. (n°)	Rim. (n°)	
CARLO III (B)	1+299,28	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG5	1	60	60	2	10	3	3	7	60
SH01 - CDV (a)	1+665,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG6	1	49	49	2	10	3	3	7	
OTTOCALLI (B)	1+959,63	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG7	1	58	58	2	10	3	3	7	58
SH02 - CDV (a)	2+445,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG8	1	51	51	2	10	3	3	7	
LEONARDO BIANCHI (B)	2+895,45	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG9	1	68	68	2	10	3	3	7	68
SH03 - CDV/SSE (c)	3+330,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG10	1	66	66	2	10	3	3	7	
DI VITTORIO (C)	3+593,76	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG11	1	72	72	2	10	3	3	7	72
SH04 - UE/AS (b)	4+055,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG12	1	58	58	2	10	3	3	7	
SH20 - UE/AS (b)	4+055,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG13	1	58	58	2	10	3	3	7	
SH05 - CDV (a)	4+490,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG14	1	58	58	2	10	3	3	7	
CASAVATORE-SAN PIETRO (A)	4+898,38	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG15	1	65	65	2	10	3	3	7	65
SH06 - UE/AS (b)	5+130,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG16	1	54	54	2	10	3	3	7	
SH21 - UE/AS (b)	5+130,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG17	1	54	54	2	10	3	3	7	
CASORIA-CASAVATORE (B)	5+913,99	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG18	1	67	67	2	10	3	3	7	67
SH07 - CDV/SSE @	5+468,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG19	1	63	63	2	10	3	3	7	
SH08 - CDV (a)	6+370,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG20	1	62	62	2	10	3	3	7	
CASORIA CENTRO (B)	6+821,49	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG21	1	66	66	2	10	3	3	7	66
SH09 - CDV (a)	7+040,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG22	1	53	53	2	10	3	3	7	
CASORIA AFRAGOLA (A)	7+413,91	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG23	1	57	57	2	10	3	3	7	57
SH10 - CDV (a)	7+860,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG24	1	48	48	2	10	3	3	7	
SH11 - UE/AS (b)	8+200,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG25	1	50	50	2	10	3	3	7	
SH22 - UE/AS (b)	8+200,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG26	1	50	50	2	10	3	3	7	
SH12 - CDV/SSE (c)	8+525,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG27	1	52	52	2	10	3	3	7	
SH13 - UE/AS (b)	8+878,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG28	1	54	54	2	10	3	3	7	
SH23 - UE/AS (b)	8+878,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG29	1	54	54	2	10	3	3	7	
AFRAGOLA GARIBALDI (A)	9+350,98	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG30	1	68	68	2	10	3	3	7	68
SH14 - CDV (a)	9+660,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG31	1	57	57	2	10	3	3	7	
AFRAGOLA CENTRO (B)	9+937,14	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG32	1	67	67	2	10	3	3	7	67
SH15 - UE/AS (b)	10+425,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG33	1	54	54	2	10	3	3	7	
SH24 - UE/AS (b)	10+425,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG34	1	54	54	2	10	3	3	7	
SH16 - CDV (a)	10+800,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG35	1	55	55	2	10	3	3	7	
SH17 - UE/AS (b)	11+220,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG36	1	52	52	2	10	3	3	7	
SH25 - UE/AS (b)	11+220,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG37	1	52	52	2	10	3	3	7	
SH18 - CDV (a)	11+620,00	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG38	1	45	45	2	10	3	3	7	
AFRAGOLA AV (E)	12+080,98	SONDAGGIO A CAROTAGGIO CONTINUO	SG39	1	43	43	2	10	3	3	7	43
TOTALI					35	1994	70	350	105	105	25	691

Figura 10-1 – Indagini geognostiche – sondaggi e prove in foro



NUOVO COLLEGAMENTO IN SEDE PROPRIA TRA LA STAZIONE AV DI AFRAGOLA E LA RETE METROPOLITANA DI NAPOLI

LINEA AFRAGOLA - NAPOLI COLLEGAMENTO C.AMINEI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA FASE 2

RAGGRUPPAMENTO:

Mandataria:



Mandanti:



RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI

SPECIALISTICHE:

Ing. Francesc Selles

ACCOUNT MANAGER

Ing. Armando Allagrande

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Giovanni Argento

APPROVAZIONE : _____



LINEA AFRAGOLA-NAPOLI LINEA TRACCIATI, PLANIMETRIA E SEZIONI Relazione tecnica

P101009-LAN-IDM-RGN-OTHE-RP-Y-0002

-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
P01	Nov 21	M. Carrera	F. Selles	F. Selles	F. Selles	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
SCALA -		REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	

ELENCO DELLE REVISIONI

Rev.	Data	Approvato da	Note/Natura delle modifiche
P01	NOV 2021	F. Selles	PRIMA EMISSIONE

Mandataria

Mandanti

INDICE DEI CONTENUTI

1	Introduzione	1
1.1	Progettazione generale	1
2	Tracciato	4
2.1	Condizioni generali	4
2.1.1	Simboli e abbreviazioni	4
2.1.2	Termini e definizioni	7
2.1.3	Norme e documenti di riferimento	8
2.1.4	Valori limite	9
2.1.5	Velocità massima ammissibile.....	10
2.1.6	Criteri di progettazione aggiuntivi	10
2.2	Criteri di progetto	12
2.2.1	Parametri di tracciato	12
2.2.2	Tracciato orizzontale.....	15
2.2.3	Profilo	26
2.2.4	Deposito, deviatori e incroci	29
2.2.5	Dispositivi di armamento	31
2.2.6	Verifiche dei parametri di tracciato.....	35

1 INTRODUZIONE

La linea LAN sarà una linea ferroviaria ad alta frequenza e ad alta velocità lunga 12,35 km. Collegherà Piazza Cavour (a Napoli Centro) alla stazione ferroviaria ad alta velocità di Afragola, collegando l'aeroporto di Napoli Capodichino e la linea ferroviaria RFI in corrispondenza della stazione Casoria-Afragola, creando un sistema di trasporto pubblico completamente integrato nell'area. Oltre a collegare i principali nodi di trasporto, la LAN collegherà i comuni di Napoli, Casoria, Casavatore e Afragola.

L'obiettivo principale del progetto LAN è quello di progettare un sistema metropolitano che offra ai passeggeri un servizio sicuro e di qualità in grado di fornire la capacità di trasporto necessaria per la previsione di 7.500 pphpd (passeggeri per ora e per direzione) nelle ore di punta. Inoltre, la LAN utilizzerà treni automatici a pianale alto con grado di automazione GoA4, in grado, dunque, di avere un intertempo di 180 secondi nelle ore di punta.

La linea LAN avrà 13 stazioni, tutte sotterranee, con un tunnel a singolo foro a doppio binario. Altri punti significativi riguardano la costruzione di un deposito di manutenzione vicino ad Afragola e diversi tronchini e punti di svolta lungo la linea. I lavori comprenderanno energia e sistemi associati, controllo e comunicazioni e materiale rotabile.

1.1 Progettazione generale

All'interno dell'elaborato "P101009-LAN-IDM-RGN-OTHE-M2-Y-0001-2-V01-Rettificato Ferro", è possibile consultare lo schema di linea della linea metropolitana LAN. Di seguito, invece, viene rappresentato il tracciato sviluppato in questa fase progettuale.



Figura 1.1 - Tracciato del progetto LAN

Nella seguente tabella è presente una descrizione sommaria del percorso della linea LAN, con le stazioni da Cavour ad Afragola.

CODICE	STAZIONE	TIPO	PK	LUNGHEZZA DEL TRATTO
MS01	Cavour	B	0+038	751
MS02	Via Foria - Orto Botanico	B	0+789	512
MS03	Piazza Carlo III	B	1+301	666
MS04	Piazza Ottocalli	B	1+967	931
MS05	Leonardo Bianchi	B	2+898	698
MS06	Piazza Di Vittorio	C	3+596	1.312

CODICE	STAZIONE	TIPO	PK	LUNGHEZZA DEL TRATTO
MS07	Casavatore / San Pietro	A	4+908	980
MS08	Casoria / Casavatore / San Pietro	B	5+888	923
MS09	Casoria Centro	B	6+811	596
MS10	Casoria Afragola	A	7+407	1.946
MS11	Afragola Garibaldi	A	9+353	591
MS12	Afragola Centro	B	9+943	2.135
MS13	Afragola AV	A	12+078	

Tabella 1.1 – Riassunto delle sezioni della LAN

2 TRACCIATO

Lo scopo di questo capitolo è quello di definire i principi guida della progettazione del tracciato. Vengono definite anche le regole di progettazione del binario principale e dei binari di deposito/stallaggio. Vengono stabiliti regole e parametri di progettazione sia per i tracciati orizzontali che per i profili. Inoltre, se necessario, vengono indicati valori limite minimi e/o massimi per ciascun parametro.

2.1 Condizioni generali

2.1.1 Simboli e abbreviazioni

2.1.1.1 Simboli

a_q	Non-compensated lateral acceleration (Accelerazione laterale non compensata)	m/s^2
C	Factor for calculation of equilibrium cant (Fattore di calcolo della sopraelevazione di equilibrio) = $11,85 \text{ mm} \cdot \text{m} \cdot \text{h}^2/\text{km}^2$	$\text{mm} \cdot \text{m} \cdot \text{h}^2/\text{km}^2$
D	Applied cant (Sopraelevazione applicata)	mm
D_{eq}	Equilibrium cant (Sopraelevazione di equilibrio)	mm
da_q/dt	Rate of change of Non-compensated lateral acceleration (Tasso di variazione dell'accelerazione laterale non compensata)	mm/s^3
dD/ds	Cant gradient (Gradiente di sopraelevazione)	mm/m
dD/dt	Rate of change of cant (Tasso di variazione della sopraelevazione)	mm/s
dl/dt	Rate of change of cant deficiency (Tasso di variazione del deficit di sopraelevazione)	mm/s
e	Distance between the nominal centre points of the two contact patches of a wheelset, e.g. about 1.507 mm for track gauge 1.435 mm (Distanza tra i centri nominali delle due zone di contatto delle ruote, ad esempio circa 1.507 mm per uno scartamento di 1.435 mm)	mm
g	Gravitational acceleration (Accelerazione gravitazionale) = $9.80665 \text{ m}/s^2$	m/s^2
G_{actual}	Design vertical gradient (Pendenza verticale di progetto)	%

G_{eff}	Effective gradient (Pendenza effettivo)	‰
I	Cant deficiency (Deficit di sopraelevazione)	mm
KV	Vertical alignment parabolic parameter (Parametro parabolico del profilo)	m
L_D	Length of cant transition (Lunghezza della transizione di sopraelevazione)	m
L_i	Length of alignment elements – circular curves and straights (Lunghezza degli elementi del tracciato – curve circolari e rettifili)	m
L_k	Length of horizontal transition curve (Lunghezza della curva di transizione orizzontale)	m
L_v	Length of vertical alignment (Lunghezza del profilo)	m
R	Radius of horizontal alignment (Raggio del tracciato orizzontale)	m
s	Longitudinal distance (Distanza longitudinale)	m
V	Speed (Velocità)	km/h
ΔD	Overall variation of cant along a cant transition (Variazione complessiva della sopraelevazione ungo una transizione di sopraelevazione)	mm
ΔG	Overall variation of gradient along a vertical alignment (Variazione complessiva del gradiente lungo il profilo)	‰
ΔI	Overall variation of cant deficiency (Variazione complessiva dell'insufficienza di sopraelevazione)	mm
ΔI_i	Abrupt change in cant deficiency (Brusca variazione del deficit di sopraelevazione)	mm

2.1.1.2 Acronimi

K_v	Vertical alignment radii (Raggio del profilo)	m
CV	Vertex level (Livello del vertice)	m
W	Difference between the exit slope minus the entrance slope (Differenza tra la pendenza d'uscita meno la pendenza d'ingresso)	‰

D External distance, difference between CV and TOR level (Distanza esterna, Differenza tra CV e livello TOR) m

2.1.1.3 Abbreviazioni

EN European Standard (Standard europei)

TBM Tunnel Boring Machine

TOR Top of Inner Rail (Piano del ferro)

NAS Track Design Handbook for Light Rail Transit, Second Edition, National Academy of Science (Manuale di progettazione dei binari per metropolitana leggera, Seconda edizione, Accademia Nazionale della Scienza)

2.1.2 Termini e definizioni

Sopraelevazione applicata	Quantità di sopraelevazione applicata ad una curva circolare
Sopraelevazione	Quantità con cui una rotaia lungo una curva viene rialzata rispetto all'altra rotaia
Deficit di sopraelevazione	Quantità in base alla quale la sopraelevazione non può essere inferiore affinché un treno che percorre una curva ad una determinata velocità sia in equilibrio
Gradiente di sopraelevazione	Tasso con cui la sopraelevazione del ciglio applicato è aumentato o diminuito (espresso come gradiente)
Curva composta	Curva formata da due curve circolari di raggi diversi che curvano nella stessa direzione; possono o meno essere unite da una curva di transizione
Velocità di progetto	Velocità considerata per la progettazione geometrica per curve circolari e curve di transizione orizzontali
Sopraelevazione di equilibrio	Sopraelevazione richiesta per consentire ad un treno di percorrere una curva ad una determinata velocità senza essere sottoposto ad una forza centrifuga sbilanciante, in modo tale che entrambe le rotaie siano ugualmente caricate; la velocità che si applica per il calcolo di questo parametro viene detta "velocità di equilibrio"
Eccesso di sopraelevazione	Quantità per cui la sopraelevazione applicata è superiore a quella necessaria affinché un treno che percorre una determinata curva ad una determinata velocità sia in equilibrio
Scartamento	Serie di regole, compreso un profilo di riferimento e le sue regole di calcolo, che consentono di definire le dimensioni esterne del veicolo e lo spazio che l'infrastruttura deve liberare; a seconda del metodo di calcolo, la sagoma può essere statica, cinematica o dinamica
Tracciato orizzontale	Proiezione orizzontale della mezzeria dei binari

Curva circolare orizzontale	Curva di raggio costante sul piano orizzontale
Curva di transizione orizzontale	Curva di raggio uniformemente variabile sul piano orizzontale che collega un rettilineo e una curva circolare o due curve circolari; la curva di transizione orizzontale sarà una clotoide
Tracciato principale	Binario principale o insieme di binari che forniscono servizio ad una linea, lungo la quale si trovano le stazioni; binari di raccordo, depositi o altri impianti ausiliari sono esclusi da questa definizione
Velocità massima di esercizio	La massima velocità di esercizio dei treni
Tasso di variazione della sopraelevazione (o del deficit di sopraelevazione)	Tasso con cui la sopraelevazione (o il deficit di sopraelevazione) aumentano o diminuiscono in funzione del tempo
Controcurva	Curva formata da due curve circolari che si curvano in due direzioni opposte; possono o meno essere collegate da curve di transizione
Mezzeria del tracciato	Proiezione su un piano orizzontale tangente al TOR dell'asse intermedio tra le facce interne delle rotaie
Scartamento dei binari	Distanza tra le facce interne delle rotaie sul piano tangente al TOR, misurato 14 mm al di sotto del TOR; lo scartamento dei binari dev'essere di 1.435 mm lungo la linea e nei dispositivi di armamento

2.1.3 Norme e documenti di riferimento

Questa guida è stata realizzata secondo quanto stabilito dalle seguenti norme europee.

EN 13803-1:2018	Railway Applications - Track - Track alignment design parameters - Track gauges 1435mm and wider - Part 1: Plain line (Applicazioni ferroviarie – Binari – Parametri di progettazione del tracciato – Scartamenti di 1.435 mm o superiori. Parte 1: Binari di corsa)
-----------------	--

- EN 13803-2:2018 Railway Applications - Track - Track alignment design parameters - Track gauges 1435mm and wider - Part 2: Switches and crossings and comparable alignment design situations with abrupt changes of curvature (Applicazioni ferroviarie – Binari – Parametri di progettazione del tracciato – Scartamenti di 1.435 mm o superiori. Parte 2: Dispositivi di armamento e situazioni di progettazione di tracciato comparabili con bruschi cambiamenti di curvatura)
- EN 13232:2012 Railway applications – Track – Switches and crossings (Applicazioni ferroviarie – Binari – Dispositivi di armamento)
- EN 15273:2017 Railway applications – Gauges – Parts 1 and 3 (Applicazioni ferroviarie – Scartamenti – Parti 1 e 3)

Inoltre, è stato preso in considerazione il seguente manuale di progettazione del NAS americano.

- TCRP Report 155 Track Design Handbook for Light Rail Transit, Second Edition 2012 (Manuale di progettazione dei binari per metropolitana leggera, Seconda edizione 2012)

2.1.4 Valori limite

In questo documento si fa riferimento ai valori limite normali (desiderati) e ai valori limite eccezionali, per lo più definiti dalle norme europee. Quando la norma europea non fissa un valore limite per un dato parametro, si utilizzano valori raccomandati dal manuale.

I valori limite normali corrispondono a valori limite normalmente non superati. I valori di progetto per le nuove linee dovrebbero, di norma, avere un dato margine rispetto a questi valori. Questi garantiscono un livello di servizio specifico il più possibile elevato, mantenendo i costi di manutenzione dei binari ad un livello ragionevole.

Tuttavia, qualora si abbiano particolari vincoli fisici, saranno adottati, in via eccezionale, valori limite ad hoc per mantenere alcuni importanti livelli di prestazione dei treni. Questi valori non devono, in nessun caso, essere superati.

I valori limite desiderati si basano sulla valutazione del massimo confort per i passeggeri, sui costi iniziali di costruzione e su considerazioni di manutenzione. Devono essere utilizzati quando non si riscontrano restrizioni fisiche o differenze di costo significative.

2.1.5 Velocità massima ammissibile

Nel rispetto dei vincoli geometrici di linea:

- La velocità massima ammissibile (velocità di progetto) è stata fissata a 80 km/h;
- La velocità massima di esercizio nel deposito è stata fissata a 15 km/h*.

**Nota: la velocità massima all'interno del fabbricato dev'essere di 5 km/h.*

I parametri di tracciato sono stati verificati per una velocità di 80 km/h. Tuttavia, in alcune aree non è necessario raggiungere questa velocità (in avvicinamento o in partenza dalle fermate), e, in alcuni casi, i parametri di tracciato sono talmente limitati che non possono garantire il raggiungimento di tale velocità.

2.1.5.1 Monitoraggio della velocità del treno per limitazioni di velocità

Lo scopo di questa funzione è determinare le limitazioni di velocità applicabili al treno e dove applicarle. Esse possono essere dovute a:

- Velocità massima nominale del veicolo;
- Guasti del veicolo;
- Definizioni delle limitazioni di velocità permanenti (in base ai raggi di curvatura, stazioni, banchine, scambi meccanici, PSD);
- Limitazioni temporanee di velocità (TSR), applicate mediante comando manuale dal DCO;
- Movimento specifico (avvicinamento per l'accoppiamento, avvicinamento per lo stallaggio);
- Selezione della modalità.

Le limitazioni di velocità vengono applicate attraverso il modello di frenatura sicura (Safe Braking Model).

2.1.6 Criteri di progettazione aggiuntivi

Vi è un'interfaccia significativa tra la progettazione del tracciato e le prestazioni operative del materiale rotabile. Pertanto, se disponibili, è necessario prendere in considerazione i dati provenienti dai produttori di materiale rotabile come parametri di lavoro aggiuntivi per la progettazione dettagliata del tracciato.

In questa fase, la guida alla progettazione del tracciato tiene conto dei normali parametri di progettazione e di parametri di riferimento utilizzati in progetti simili (Metro Madrid, Dublino e Riyadh), in modo da consentire un buon approccio alla progettazione del tracciato.

Per semplificare il controllo della progettazione e la gestione dei dati, è stato evitato l'eccessivo uso di decimali:

- La velocità ammissibile dev'essere espressa in multipli di 5 km/h;
- Il raggio orizzontale dev'essere espresso nell'ordine dei metri (in casi eccezionali, come, per esempio, per ottenere curve concentriche, si possono utilizzare i decimetri);
- Le lunghezze di transizione devono essere espresse nell'ordine dei metri;
- I valori della sopraelevazione delle curve devono essere espressi in multipli di 5 mm (eccezionalmente, è consentito l'ordine di 1 mm).

2.2 Criteri di progetto

2.2.1 Parametri di tracciato

2.2.1.1 Linea principale

PARAMETRI FUNZIONALI				Normale	Eccezionale	Commenti
Velocità di progetto	V	km/h		80		
Scartamento dei binari				1.435		
Accelerazione laterale non compensata	a_q	m/s^2		0,65	0,85	
Tasso di variazione dell'accelerazione laterale non compensata	da_q/dt	m/s^3		0,35	0,65	
SOPRAELEVAZIONE				Normale	Eccezionale	Commenti
Sopraelevazione massima	D_{max}	mm		150	150	
Massimo deficit di sopraelevazione	l_{max}	mm		100	130	
Tasso di variazione della sopraelevazione in funzione del tempo	dD/dt	mm/s		50	55	
Massimo gradiente di sopraelevazione	dD/ds	mm/m		2,00	2,50	
Tasso di variazione del deficit di sopraelevazione in funzione del tempo	dl/dt	mm/s		55	100	
Massima variazione improvvisa di deficit di sopraelevazione	Δl_i	mm	Incrocio / Deviatore	100	120	
TRACCIATO ORIZZONTALE				Normale	Eccezionale	Commenti
Minimo raggio	R_{min}	m	Senza sopraelevazione applicata	0,12 V^2	0,09 V^2	
			Con sopraelevazione applicata	0,047 V^2	0,042 V^2	
Minimo raggio – banchine	R_{min}	m		Rettifilo	1.500	
Minima lunghezza del raggio delle curve	$L_{i min}$	m		$V/3$	Lunghezza ammessa della vettura	

Minima lunghezza dei rettili tra due curve di transizione	$L_{i\ min}$	m		V/3	più lunga (20 m)	
Minima lunghezza delle curve di transizione	$L_{k\ min}$	m	Basata su ΔI	0,005 V ΔI	0,003 V ΔI	Il massimo dei tre valori
			Basata su ΔD (per tempo) *	0,006 V ΔD	0,005 V ΔD	
			Based on ΔD (per lunghezza) *	0,5 ΔD	0,4 ΔD	
PROFILO				Normale	Eccezionale	Commenti
Pendenza massima	G_{max}	‰	Linea principale	40	60	
			Banchina	0	10	
Pendenza minima	G_{max}	‰	Generale	-	-	
			Tunnel	10	5	
Minimo parametro parabolico verticale – gola	KV_{min}	m		0,77 V ²	0,13 V ²	
Minimo parametro parabolico verticale – cresta	KV_{min}	m		0,77 V ²	0,16 V ²	
Lunghezza minima del profilo	$L_v\ min$	m		0,4 V	0,3 V	

Tabella 2.1 – Parametri di tracciato

I parametri evidenziati in blu dipendono dalla velocità (i valori indicati in tabella valgono per la velocità di progetto). Per i tratti in cui l'esercizio garantirà una velocità inferiore, ad esempio all'ingresso o all'uscita da una stazione, possono essere presi valori minimi più bassi. Poiché la LAN è una metropolitana automatica, si può prevedere che tutti i treni avranno la stessa velocità in una data sezione durante normali condizioni operative.

Ogni volta che tali parametri possono essere considerati meno rigidi, bisogna essere comunque in conformità con lo schema operativo per garantire che in nessuna situazione vi siano treni che circolano a velocità più elevata in questi tratti.

La seguente tabella specifica i valori dei parametri del tracciato orizzontale e del profilo per una velocità di progetto di **80 km/h**.

TRACCIATO ORIZZONTALE			Normale	Eccezionale	Commenti
Minimo raggio	R_{min}	m	758	584	Senza sopraelevazione applicata

			Con sopraelevazione applicata		350	
Minima lunghezza del raggio delle curve	$L_{i\ min}$	m	27	Lunghezza ammessa della vettura più lunga (20 m)		
Minima lunghezza dei rettifili tra due curve di transizione	$L_{i\ min}$	m	27			
Minima lunghezza delle curve di transizione	$L_{k\ min}$	m	Basata su ΔI	0,4 ΔI	0,22 ΔI	Il massimo dei tre valori
			Basata su ΔD (per tempo) *	0,44 ΔD	0,4 ΔD	
			Based on ΔD (per lunghezza) *	0,5 ΔD	0,4 ΔD	
PROFILO			Normale	Eccezionale	Commenti	
Minimo parametro parabolico verticale – gola	KV_{min}	m	2.240	832		
Minimo parametro parabolico verticale – cresta	KV_{min}	m	2.240	1.024		
Lunghezza minima del profilo	$L_{v\ min}$	m	32	24		

Tabella 2.2 – Parametri di tracciato – 80 km/h

2.2.1.2 Deposito

Progetto della curva di transizione orizzontale	Assente
---	---------

TRACCIATO ORIZZONTALE

PARAMETRI GEOMETRICI				Valori	
Simbolo	Unità	Descrizione		Normale	Eccezionale
e	mm	Scartamento	Scartamento dei binari	1.435	
			Scartamento nominale	1.507	
R	m	Raggio minimo	90		
	m	Raggio minimo dei deviatori	100		
D	mm	Sopraelevazione massima	0		
L_{min}	m	Lunghezza minima nel tracciato orizzontale (in termini di velocità)	Raggio della curva	0,40	0,33
			Rettilifilo	0,40	0,33

Mandataria

Mandanti

	m	Lunghezza minima nel tracciato orizzontale	Rettili tra controcurve	16,00
--	---	--	-------------------------	-------

PARAMETRI FUNZIONALI			Valori	
Simbolo	Unità	Descrizione	Normale	Eccezionale
V_{max}	km/h	Velocità di progetto		15
a_q	m/s ²	Accelerazione laterale non compensata		0,65
I	mm	Deficit di sopraelevazione		100

PROFILO

PARAMETRI GEOMETRICI			Valori	
Simbolo	Unità	Descrizione	Normale	Eccezionale
G	‰	Pendenza massima	0,0	2,50
K_v	m	Minimo raggio verticale	2.240	832/1.024
L_{min}	m	Lunghezza minima nel profilo (in termini di velocità)	0,40	0,30

PARAMETRI FUNZIONALI			Valori	
Simbolo	Unità	Descrizione	Normale	Eccezionale
a_v	m/s ²	Massima accelerazione verticale	0,20	0,30

Tabella 2.3 – Parametri di tracciato – Deposito

2.2.2 Tracciato orizzontale

Il tracciato orizzontale viene definito da rettili e curve circolari, collegati tramite curve di transizione.

Le transizioni a clotoide sono utilizzate per implementare il cambiamento della sopraelevazione da tangente a curva a raggio costante e tra controcurve e curve composte.

2.2.2.1 Tracciato orizzontale – Raggio minimo

Il raggio minimo è direttamente correlato alla velocità di progetto, ai parametri operativi del materiale rotabile e ai vincoli di costruzione.

La seguente tabella presenta i valori di raggio nella norma europea.

	EN 13803-1:2010
Minimo raggio nel deposito (m)	-
Minimo raggio sulla linea principale (m)	190 (Eccezionalmente 150)
Minimo raggio in banchina (m)	500

Tabella 2.4 – Valori di raggio – EN 13803-1:2010

La seguente tabella presenta i valori di raggio utilizzati in altri progetti.

	Metro Riyadh	Metro Madrid	Metro Link (Dublino)
Minimo raggio nel deposito (m)	100	-	90
Minimo raggio sulla linea principale – al di fuori del TBM (m)	150 (Eccezionalmente 120)	300 (210 in estensione alla linea esistente)	350
Minimo raggio sulla linea principale – nel TBM (m)	300	-	350
Minimo raggio in banchina (m)	Rettilineo	-	-

Tabella 2.5 – Valori di raggio – Altri progetti

La seguente Tabella presenta i valori di raggio proposti per la linea LAN.

	LAN
Minimo raggio nel deposito (m)	100
Minimo raggio sulla linea principale (m)	350

Tabella 2.6 – Valori di raggio proposti per la linea LAN

Il raggio di cui sopra si riferisce al binario più limitante. Questo vincolo dev'essere rispettato dal binario interno ai due che percorrono la curva. Pertanto, il raggio della mezzera della linea sarà più alto e il raggio del binario esterno ancora più grande.

La progettazione delle curve dei binari è stata elaborata secondo le norme europee EN 13803-1:2010 e EN 13803-2:2018. I dispositivi d'armamento devono essere progettati, costruiti, forniti e installati conformemente alla norma EN 13232.

Il cambiamento dei binari deve consentire al materiale rotabile di passare da un binario ad un altro secondo il piano definito dal programma operativo:

- Massimo comfort per il viaggiatore;
- Ridurre al minimo i costi di costruzione e manutenzione;

- Rispettare i requisiti del materiale rotabile, come lo spostamento tra i differenti vagoni a causa del raggio di curvatura dei binari e degli scambi meccanici;
- Le attrezzature associate devono avere una vita nominale di 30 anni.

Questi requisiti riguardano la progettazione di curve e scambi meccanici per garantire il massimo comfort per i passeggeri, la riduzione dei costi di costruzione e manutenzione e fare in modo che il tracciato rispetti i parametri definiti dal produttore del materiale rotabile.

2.2.2.1.1 Scartamento dei binari e distanza tra centri nominali delle rotaie

La linea LAN avrà uno scartamento standard di 1.435 mm tra le facce interne delle rotaie.

La distanza tra i centri nominali dipende dall'esatto profilo della rotaia e della ruota. Nel presente documento, vi è l'approssimazione comune di 1.507 mm. Le variazioni intorno a questo valore sono dovute all'esatto profilo della ruota e della rotaia e saranno nell'ordine dei millimetri, non avendo alcuna conseguenza effettiva nei parametri progettuali definiti nel paragrafo 2.1.6.

2.2.2.1.2 Sopraelevazione, deficit di sopraelevazione ed eccesso di sopraelevazione

2.2.2.1.2.1 Sopraelevazione

La sopraelevazione serve a mitigare l'accelerazione laterale non compensata su un tracciato orizzontale curvo.

Per ogni curva vi è una sopraelevazione di equilibrio per la quale l'accelerazione laterale non compensata ad una data velocità è pari a zero. Essa si ottiene dalla seguente formula:

$$D_{eq} = C \cdot V^2 / R$$

Anche se seguire la sopraelevazione di equilibrio consentirebbe una corsa molto fluida, la sopraelevazione effettiva applicata al binario è in genere un po' inferiore a questo valore. Pertanto, il valore della sopraelevazione di equilibrio viene suddiviso in sopraelevazione effettiva e deficit di sopraelevazione:

$$D - I = C \cdot V^2 / R$$

Questo viene fatto tenendo conto che da un lato i passeggeri possono sopportare anche un po' di accelerazione laterale non compensata e, dall'altro, una sopraelevazione troppo alta potrebbe portare mancanza di comfort ad un passeggero in caso di decelerazione o fermata su una curva. Inoltre, maggiore è la pendenza e maggiori saranno i costi di manutenzione del binario.

Per questi motivi, la sopraelevazione effettiva è limitata ad un valore massimo. Secondo la norma EN 1380-1:2010, vengono impostati i seguenti valori.

	EN 13803-1:2010
Limite normale di sopraelevazione (mm)	160
Limite eccezionale di sopraelevazione (mm)	180

Tabella 2.7 – Limiti di sopraelevazione secondo la norma EN 13803-1:2010

Il manuale del NAS raccomanda di limitare la sopraelevazione ad un massimo di 150 mm: per questo motivo, per il progetto LAN, è stato assunto questo valore come valore di riferimento massimo.

Sopraelevazione	LAN
Limite normale di sopraelevazione (mm)	150

Tabella 2.8 – Limite di sopraelevazione utilizzato per la linea LAN

La differenza tra la sopraelevazione reale (al di sotto dell'equilibrio) e la sopraelevazione di equilibrio crea questo deficit di sopraelevazione. Questo viene tradotto come un'accelerazione laterale non compensata. Ciò dev'essere limitato per evitare disagio nei passeggeri e l'eccessiva usura delle sospensioni dei veicoli, come indicato nel paragrafo 2.2.2.1.3.

2.2.2.1.2.2 Deficit di sopraelevazione

Secondo la norma EN 13803-1:2010, sono stati impostati i seguenti valori.

	EN 13803-1
Limite normale del deficit di sopraelevazione (mm)	130
Limite eccezionale del deficit di sopraelevazione (mm)	183

Tabella 2.9 – Valori limite del deficit di sopraelevazione secondo la norma 13803-1:2010

La seguente Tabella indica i valori massimi del deficit di sopraelevazione utilizzati in altri progetti.

	Metro Riyadh	Metro Madrid	Metro Link (Dublino)
Limite normale del deficit di sopraelevazione (mm)	130	100	100

Limite eccezionale del deficit di sopraelevazione (mm)	150	-	130
--	-----	---	-----

Tabella 2.10 – Valori limite del deficit di sopraelevazione utilizzati in altri progetti

I valori massimi del deficit di sopraelevazione utilizzati nel progetto LAN sono di seguito riportati.

	LAN
Limite normale del deficit di sopraelevazione (mm)	100
Limite eccezionale del deficit di sopraelevazione (mm)	130

Tabella 2.11 – Valori limite del deficit di sopraelevazione utilizzati nel progetto LAN

2.2.2.1.2.3 Eccesso di sopraelevazione

Vi è un eccesso di sopraelevazione quando:

$$E = D - C \cdot V^2 / R = D - D_{EQ} \text{ [mm]}$$

dove $C = 11,85 \text{ mm} \cdot \text{m} \cdot \text{h}^2 / \text{km}^2$.

Un limite normale per l'eccesso di sopraelevazione è $E_{lim} = 20 \text{ mm}$. Un limite eccezionale è $E_{lim} = 30 \text{ mm}$.

Il valore di E influisce sulle sollecitazioni interne della rotaia indotte da treni lenti, poiché la forza verticale quasi statica ruota/rotaia di una ruota interna è maggiore.

Il criterio preso in considerazione nel progetto LAN è che la sopraelevazione in eccesso, tenendo conto della velocità in esercizio in curva, è compresa tra 20 mm e 30 mm.

2.2.2.1.2.4 Minimo raggio

L'equazione introdotta nel paragrafo 2.2.2.1.2 regola l'equilibrio in un tracciato curvo. Con i valori sopra fissati, si ottengono i seguenti valori di raggi per la velocità massima.

Senza sopraelevazione applicata:

- Raggio minimo accettabile: 758 m;
- Raggio minimo eccezionale: 584 m.

Con sopraelevazione applicata:

- Raggio minimo: 350 m.

Per le sezioni in cui lo schema di funzionamento garantisce che la velocità massima sia inferiore della velocità di progetto, è possibile ottenere un raggio inferiore applicando la formula.

2.2.2.1.3 Accelerazione laterale non compensata e tasso di variazione

L'accelerazione laterale non compensata è responsabile del discomfort dei passeggeri e dell'usura delle sospensioni dei veicoli quando si viaggia su un tracciato curvo.

La norma EN 13803-1:2010 non limita direttamente l'accelerazione laterale non compensata, ma limita il deficit di sopraelevazione, direttamente proporzionale ad essa. La formula per definire l'accelerazione laterale non compensata è la seguente:

$$a_q = [V^2 / (3,6^2 * R)] - [D / (e/g)]$$

Dove:

- a_q : Massima accelerazione laterale non compensata (m/s^2);
- V: Velocità di progetto (km/h);
- R: Raggio della curva (m);
- e: Distanza tra i centri nominali (mm);
- g: Accelerazione gravitazionale (m/s^2);
- D: Sopraelevazione applicata (mm).

A seguito dei valori di deficit di sopraelevazione ammessi, i limiti di accelerazione laterale non compensata possono essere determinati con la seguente formula:

$$a_q = l * g / e$$

La seguente tabella rappresenta i valori limite di accelerazione laterale non compensata nel progetto LAN.

	LAN
Limite normale di accelerazione laterale non compensata (m/s^2)	0,65
Limite eccezionale di accelerazione laterale non compensata (m/s^2)	0,85

Tabella 2.12 – Valori limite di accelerazione laterale non compensata nella linea LAN

2.2.2.2 Curve di transizione

Le curve di transizione tra rettili e curve circolari devono essere clotoidi. La sopraelevazione deve essere linearmente applicata lungo la clotoide.

La lunghezza delle curve di transizione deve tener conto dei seguenti parametri:

- Tasso di variazione della sopraelevazione;
- Gradiente di sopraelevazione (tasso di variazione della sopraelevazione in funzione della lunghezza);
- Tasso di variazione dell'accelerazione laterale non compensata (j_{erk});
- Tasso di variazione del deficit di sopraelevazione.

La lunghezza minima della clotoide (da applicare al progetto) deve corrispondere al massimo tra tutte queste lunghezze.

2.2.2.2.1 Tasso di variazione della sopraelevazione

Il ritmo con cui viene introdotta la sopraelevazione genera un'accelerazione torsionale sul veicolo e sul passeggero, che influenza il comfort durante la corsa. La norma EN 13803-1:2010 limita il tasso di variazione della sopraelevazione con i seguenti valori:

	EN 13803-1
Limite normale del tasso di variazione della sopraelevazione (mm/s)	50
Limite eccezionale del tasso di variazione della sopraelevazione (mm/s)	55

Tabella 2.13 – Valori limite del tasso di variazione della sopraelevazione secondo la norma EN 13803-1:2010

La seguente tabella rappresenta i valori limite utilizzati in altri progetti analoghi.

	Metro Riyadh	Metro Madrid	Metro Link (Dublino)
Limite normale del tasso di variazione della sopraelevazione (mm/s)	50	50	50
Limite eccezionale del tasso di variazione della sopraelevazione (mm/s)	55	-	55

Tabella 2.14 – Valori limite del tasso di variazione della sopraelevazione utilizzati in altri progetti

I valori limite del tasso di variazione della sopraelevazione utilizzati nel progetto della linea LAN sono riportati nella seguente tabella.

	LAN
Limite normale del tasso di variazione della sopraelevazione (mm/s)	50
Limite eccezionale del tasso di variazione della sopraelevazione (mm/s)	55

Tabella 2.15 – Valori limite del tasso di variazione della sopraelevazione utilizzati nel progetto LAN

2.2.2.2.2 Gradiente di sopraelevazione

Di seguito viene definita la formula per il calcolo del gradiente di sopraelevazione (funzione della lunghezza):

$$dD/ds = D/L$$

Dove:

- dD/ds : Gradiente di sopraelevazione (mm/m);
- L: Lunghezza della clotoide (m);
- D: Sopraelevazione applicata (mm).

Analogamente, il gradiente della sopraelevazione influisce sulla torsione del veicolo ed è responsabile sia del discomfort dei passeggeri che dell'usura delle sospensioni del veicolo. Se troppo esagerata, può causare un deragliamento. La norma EN 13803-1:2010 limita il gradiente di sopraelevazione ai seguenti valori:

- Massimo gradiente di sopraelevazione accettabile: 2,00 mm/m;
- Massimo gradiente di sopraelevazione eccezionale: 2,50 mm/m.

La seguente tabella rappresenta i valori limite utilizzati in altri progetti analoghi.

	Metro Riyadh	Metro Madrid	Metro Link (Dublino)
Limite normale del gradiente di sopraelevazione (mm/m)	2,25	1,50	2,00
Limite eccezionale del gradiente di sopraelevazione (mm/m)	2,50	2,00	2,50

Tabella 2.16 – Valori limite del gradiente di sopraelevazione utilizzati in altri progetti

I valori limite del gradiente di sopraelevazione utilizzati nel progetto della linea LAN sono riportati nella seguente tabella.

	LAN
Limite normale del gradiente di sopraelevazione (mm/m)	2,00
Limite eccezionale del gradiente di sopraelevazione (mm/m)	2,50

Tabella 2.17 – Valori limite del gradiente di sopraelevazione utilizzati nel progetto LAN

Il gradiente di sopraelevazione è un layout di parametri che definisce gli standard di comfort del viaggiatore e influisce, allo stesso tempo, sulla torsione del veicolo.

2.2.2.2.3 Jerk

Il tasso di variazione dell'accelerazione laterale non compensata, nota anche come jerk, è responsabile del discomfort dei passeggeri e dell'usura delle sospensioni dei vagoni del materiale rotabile quando si viaggia lungo una curva di transizione.

La norma EN 13803-1:2010 non limita direttamente il jerk, ma limita il tasso di variazione del deficit di accelerazione, che è direttamente proporzionale ad esso.

$$da_q/dt = [g * (dl/dt)]/e$$

Con i valori limite indicati per il deficit di sopraelevazione, si ottengono i seguenti valori limite per il jerk.

	LAN
Limite normale del jerk (m/s ³)	0,35
Limite eccezionale del jerk (m/s ³)	0,65

Tabella 2.18 – Valori limite del jerk per il progetto della LAN

2.2.2.2.4 Tasso di variazione del deficit di sopraelevazione

Il ritmo al quale aumenta il deficit di sopraelevazione è direttamente proporzionale al tasso di variazione dell'accelerazione laterale sbilanciata di cui al paragrafo 2.2.2.1.3. Al fine di ridurre al minimo le affezioni al comfort di viaggio e all'usura delle sospensioni dei veicoli, la variazione del deficit di sopraelevazione dev'essere il più possibile regolare. Per fare ciò, tra due elementi orizzontali con curvature diversa viene posizionata sempre una curva di transizione.

I valori limite del tasso di variazione del deficit di sopraelevazione utilizzati nel progetto della linea LAN sono riportati nella seguente tabella, secondo quanto definito nella norma EN 13803-1:2010.

	LAN
Limite normale del tasso di variazione del deficit di sopraelevazione (mm/s)	55
Limite eccezionale del tasso di variazione del deficit di sopraelevazione (mm/s)	100

Tabella 2.19 – Valori limite del tasso di variazione del deficit di sopraelevazione

2.2.2.3 Lunghezza minima

2.2.2.3.1 Rettifili e raggio di curva

Ai fini del comfort di guida, si raccomanda che gli elementi del tracciato orizzontale abbiano una lunghezza minima, in modo che non vi siano cambiamenti bruschi lungo il tracciato. Questa lunghezza viene fissata nella norma EN 13803-1:2010, secondo la formula:

$$L_i = V/3 > 20 \text{ m}$$

Il valore più basso di 20 m, pari alla lunghezza di un vagone, è dovuto alle forze di torsione del veicolo, che possono comparire quando lo stesso vagone è in due porzioni del tracciato non contigue.

Seguendo la formula, I valori minimi per la lunghezza di tracciato orizzontale sono stati fissati come segue:

- Lunghezza minima desiderata dell'elemento del tracciato orizzontale secondo la velocità di progetto: 27m;
- Lunghezza minima eccezionale dell'elemento del tracciato orizzontale: 20m.

Per i tratti in cui il sistema operativo garantisce che la velocità massima sia inferiore alla velocità di progetto, si possono ottenere lunghezze inferiori.

2.2.2.4 Curva di transizione

Le curve di transizione hanno la funzione di introdurre gradualmente la curvatura di tracciato e l'associato deficit di sopraelevazione (se presente) lungo il tracciato. Pertanto, la loro lunghezza è correlata al tasso di variazione del deficit di sopraelevazione. Secondo la norma EN 13803-1:2010, la lunghezza della curva di transizione deve rispettare la seguente formula:

$$L_k \geq (V/3,6) * [\Delta l / (dl/dt)]$$

Con i valori menzionati al paragrafo 2.2.5 e la velocità di progetto, si ottengono le seguenti lunghezze minime:

- Lunghezza minima desiderata della curva di transizione basata su Δl : 0,40 Δl ;
- Lunghezza minima eccezionale della curva di transizione basata su Δl : 0,22 Δl .

Spesso la curva di transizione viene utilizzata per introdurre la sopraelevazione necessaria per percorrere la curva. Pertanto, la lunghezza della curva di transizione è anche regolata dal tasso di variazione della sopraelevazione, in funzione sia del tempo che della lunghezza.

Secondo la norma EN 13803-1:2010, la lunghezza della transizione in funzione della sopraelevazione è determinata dalle seguenti formule.

$$L_D \geq (V/3,6) * [\Delta D / (dD/dt)]$$

$$L_D \geq \Delta D / (dD/ds)$$

Con i valori di cui al paragrafo 2.2.2.2.1 e la velocità di progetto di 80 km/h, si ottengono le seguenti lunghezze minime:

- Lunghezza minima desiderata della curva di transizione basata su ΔD (per tempo): 0,44 ΔD ;
- Lunghezza minima desiderata della curva di transizione basata su ΔD (per lunghezza): 0,50 ΔD ;
- Lunghezza minima eccezionale della curva di transizione basata su ΔD (per tempo): 0,40 ΔD ;
- Lunghezza minima eccezionale della curva di transizione basata su ΔD (per lunghezza): 0,40 ΔD .

I due valori, per tempo e per lunghezza, sono dati anche per curve percorse con velocità inferiore alla velocità di progetto: in questo caso, la lunghezza minima della curva di transizione in funzione della sopraelevazione può essere inferiore.

Pertanto, per una determinata curva e un determinato livello di servizio, la lunghezza minima della curva di transizione deve essere la più grande tra i risultati delle tre equazioni definite in questo paragrafo.

2.2.2.5 Banchine

Le banchine sono in sezioni diritte, come è normale in pratica. In situazioni particolarmente complesse, in cui non è possibile inserire un segmento rettilineo per una banchina, dev'essere previsto un raggio minimo di 1.500 m per garantire che lo spazio supplementare tra le banchine ed i treni risulti essere all'interno di limiti di sicurezza. Per un raggio di 1.500 m ed un vagone lungo 20 m, il gap tra banchina e vagone è dell'ordine dei 3 cm.

Per le banchine in rettilineo, dev'esserci un prolungamento del rettilineo al termine di essa, per non far sbattere il treno contro il bordo della banchina (possibile se, immediatamente dopo la fine della banchina, vi è una curva). Tale prolungamento minimo dev'essere pari alla lunghezza della carrozza più lunga della linea (posto pari a 20 m nella seguente guida alla progettazione).

2.2.3 Profilo

Curve circolari collegheranno sempre rampe consecutive. Le pendenze delle rampe devono tener conto delle curve del tracciato orizzontale, al fine di mantenere ragionevoli parametri prestazionali dei treni. La sovrapposizione delle curve verticali e delle curve di transizione orizzontali deve essere evitata, a meno che non sia strettamente necessaria.

2.2.3.1 Pendenze massime

Le pendenze massime del binario sono dipendenti dalla frenatura del veicolo e dalle capacità di trazione.

La norma EN 13803-1:2010 non fissa alcun valore massimo di pendenza e consente al progettista di fissare i limiti che ritiene adatti, lavorando a stretto contatto con i produttori di materiale rotabile.

Pravia consultazione del team del materiale rotabile, sono stati concordati i seguenti valori:

- Pendenza massima normale: 40 ‰ (qualsiasi lunghezza);
- Pendenza massima assoluta: 60 ‰ (lunghezza da discutere con i fornitori di materiale rotabile per analizzare caso per caso).

Le sezioni delle banchine devono trovarsi sempre su piano per evitare il rotolamento accidentale di treni fermi. Nonostante questo, è consigliabile applicare una leggera pendenza per garantire il deflusso delle acque, ma non tale da superare l'attrito statico delle ruote del treno: in questo modo, si evita il rotolamento del veicolo. Un valore accettabile è il 2 ‰.

In sezioni estremamente vincolate, le banchine potrebbero essere impostate con un gradiente eccezionale del 10 ‰, anche se questo è altamente sconsigliato e dovrebbe essere fatto solo come ultima soluzione..

Ogni volta che la pendenza viene applicata in una stazione, dev'essere uniforme su tutta la lunghezza del marciapiede, per garantire che non compaiano differenze di altezza tra il bordo della banchina e il pianale del treno.

La pendenza effettiva dev'essere calcolata tenendo conto degli elementi del tracciato orizzontale. Quando un elemento curvo del tracciato orizzontale si trova in corrispondenza di una rampa, la pendenza massima ammissibile si calcola come:

$$G_{\text{eff}} = G_{\text{actual}} + (500/R)$$

Dove:

- G_{eff} : Pendenza effettiva (‰);
- G_{actual} : Pendenza verticale di progetto (‰);

Mandataria

Mandanti

- R: Raggio dell'elemento del tracciato orizzontale (m).

G_{eff} dev'essere inferiore al valore limite massimo della pendenza, altrimenti G_{actual} dev'essere ridotto.

2.2.3.2 Pendenza minima

Non è richiesta alcuna pendenza minima in termini di tracciato. Tuttavia, dato che l'asse del tunnel coincide con l'asse di mezzera, le pendenze minime richieste sono richieste solo ai fini del drenaggio. Un minimo del 10 ‰ è raccomandato per garantire il deflusso delle acque, anche se in sezioni vincolate può raggiungere anche il valore limite del 2 ‰:

- Pendenza minima accettabile nella sezione della galleria: 2 ‰;
- Pendenza minima assoluta nella sezione della galleria: 2 ‰**.

**Nota: Le stazioni sono state progettate con pendenza dello 0 ‰.

2.2.3.3 Parametro parabolico verticale minimo

Ai fini del comfort del viaggio, viene stabilito un parametro parabolico minimo per il controllo dell'accelerazione verticale percepita dal passeggero. Secondo la norma EN 13803-1:2010, il valore minimo accettabile si calcola come:

$$KV_{min} = 0,35V^2$$

(Massima accelerazione verticale = 0,22 m/s²)

Per le linee in cui la maggior parte dei passeggeri può trovarsi in piedi, come avviene in una normale linea metropolitana nelle ore di punta, si desidera avere un valore maggiore:

$$KV_{min} = 0,77V^2$$

(Massima accelerazione verticale = 0,10 m/s²)

Ed il valore minimo eccezionale:

$$KV_{min,sag} = 0,13V^2$$

$$KV_{min,crest} = 0,16V^2$$

Applicando la velocità di progetto alle formule di cui sopra, si ottengono i seguenti valori:

- Parametro verticale parabolico minimo desiderato: 4.928 m;
- Parametro verticale parabolico minimo accettabile: 2.240 m;
- Parametro verticale parabolico minimo eccezionale per curve di gola: 832 m;
- Parametro verticale parabolico minimo eccezionale per curve di cresta: 1.024 m.

Il raggio verticale non deve essere inferiore a 700 m al di fuori di sezioni in TBM e 800 m in sezioni in TBM.

In conclusione, il valore normale corrisponde allo standard (2.240 m), il valore consigliato (desiderato) è quello quando ci sono i passeggeri in piedi (4.928 m), mentre i valori eccezionali corrispondono ai minimi eccezionali in gola ed in cresta.

2.2.3.4 Lunghezze minime delle sezioni di tracciato verticale a pendenza costante

Per facilitare la negoziazione del materiale rotabile nei diversi punti del tracciato verticale, vengono definite la lunghezza minima per la rampa e per i tratti parabolici verticali.

La seguente tabella indica i limiti della normativa europea per la lunghezza minima dei tratti del profilo.

	EN 13803-1:2010
Lunghezza minima dei tratti del profilo (m)	20

Tabella 2.20 – Valori limite per la lunghezza minima dei tratti del profilo secondo la norma EN 13803-1:2010

La seguente tabella rappresenta i valori limite utilizzati per i tratti del profilo in altri progetti.

	Metro Riyadh	Metro Madrid	Metro Link (Dublino)
Lunghezza limite normale della curva parabolica verticale o pendenza costante (m)	0,33 V	0,4 V	0,4 V***
Lunghezza limite eccezionale della curva parabolica verticale o pendenza costante (m)	0,25 V	-	0,3 V***

Tabella 2.21 – Valori limite per la lunghezza minima dei tratti del profilo utilizzati in altri progetti

La proposta della lunghezza minima dei tratti del profilo è di seguito riportata.

	LAN
Lunghezza limite normale della curva parabolica verticale o pendenza costante (m)	0,4 V***
Lunghezza limite eccezionale della curva parabolica verticale o pendenza costante (m)	0,3 V***

Tabella 2.22 – Valori limite per la lunghezza minima dei tratti del profilo per il progetto della linea LAN

***Nota: Questo valore non dev'essere inferiore a 20 m. V rappresenta la velocità di progetto (km/h)

2.2.4 Deposito, deviatoi e incroci

2.2.4.1 Bruschi cambiamenti di curvatura

La brusca variazione del deficit di sopraelevazione tra una curva e un rettilineo si verifica solo in corrispondenza di deviatoi, incroci e nel deposito (binari del deposito, binari di prova e binari di circolazione), dove non devono essere definite curve di transizione. La seguente formula limita la velocità al verificarsi di queste condizioni:

$$\Delta l = C \cdot V^2 / R$$

Dove:

- Δl : brusca variazione del deficit di sopraelevazione (mm);
- C: fattore per il calcolo della sopraelevazione di equilibrio = 11,85 mm·m·h²/km²
- V: velocità di progetto (km/h)
- R: raggio delle curve del tracciato orizzontale (m)

Questi parametri non devono superare i limiti stabiliti nella norma EN 13803-2:2018.

	V ≤ 100 km/h	
	Valore limite raccomandato	Valore limite massimo
Massima brusca variazione del deficit di sopraelevazione (mm)	100	120

Tabella 2.23 – Valori limite per la brusca variazione del deficit di sopraelevazione secondo la norma EN 13803-2:2018

Cambiamenti bruschi di curvatura nella linea principale non sono ammessi.

Nel deposito si applica la sopraelevazione pari a zero. Non sono richieste curve di transizione.

2.2.4.2 Brusco deficit di sopraelevazione in combinazione con curve di transizione del tracciato orizzontale

I limiti della variazione improvvisa del deficit di sopraelevazione, definiti nella norma EN 13803-2:2018, devono essere rispettati anche in corrispondenza di curve del tracciato orizzontale, come:

- Una controcurva: curve in senso opposto o senza alcun elemento intermedio;
- Una curva composta: curve nella stessa direzione, con o senza elemento intermedio.

Non sono ammesse brusche variazioni del deficit di sopraelevazione nel tracciato principale.

L'elemento intermedio, di solito, è un breve segmento rettilineo. In alcuni casi, può essere una curva di transizione che non raggiunge la lunghezza necessaria. Quando gli elementi intermedi vengono introdotti in una combinazione di elementi del tracciato orizzontale, la dinamica del veicolo viene disturbata già dal primo cambiamento brusco, causando possibili guasti.

In queste situazioni, la brusca variazione del deficit di sopraelevazione può essere:

- Controcurva, con o senza elemento intermedio: $\Delta l_i = l_1 + l_2$;
- Curva composta, senza elemento intermedio $\Delta l_i = |l_1 - l_2|$;
- Curva composta, con elemento intermedio: $\Delta l_i = \max(l_1; l_2)$.

Quest'ultima opzione dovrebbe essere evitata e sostituita da una curva composta senza elemento intermedio.

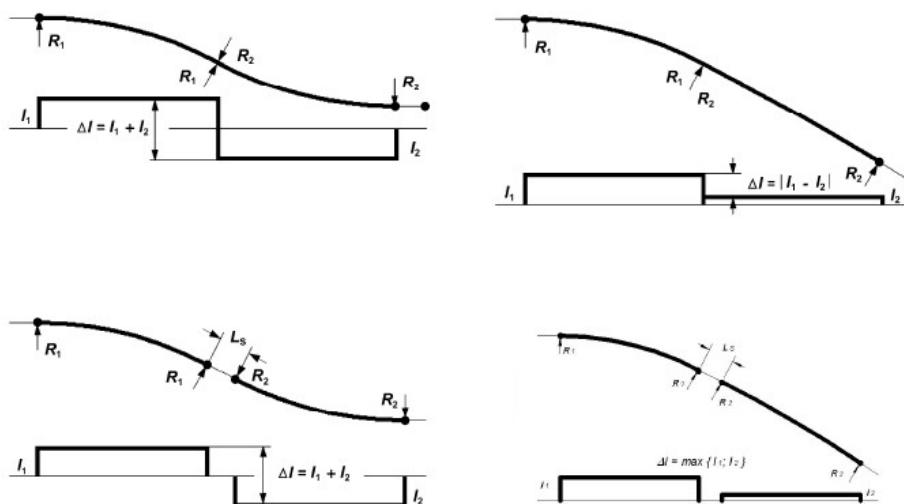


Figura 2.1 – Casi di una brusca variazione del deficit di sopraelevazione

Per elementi intermedi abbastanza lunghi, gli effetti di un cambiamento brusco di curvatura e quello successivo sono disaccoppiati e, quindi, possono essere valutati separatamente. La lunghezza limite dell'elemento intermedio tra due brusche variazioni di curvatura è la seguente:

- Lunghezza limite accettabile dell'elemento intermedio per la velocità di progetto: $0,25 V$;
- Lunghezza limite accettabile dell'elemento intermedio per velocità inferiori a 70 km/h : $0,20 V$;
- Lunghezza limite eccezionale dell'elemento intermedio per la velocità di progetto: $0,15 V$;

- Lunghezza limite eccezionale dell'elemento intermedio per velocità inferiori a 70 km/h: 0,10 V.

2.2.4.3 Lunghezza minima degli elementi rettilinei per prevenire il bloccaggio dei cuscinetti

Nel caso di non definizione di clotoidi (quindi, con brusche variazioni di curvatura), in deposito, deviatori e incroci la lunghezza minima del rettilineo tra le curve dev'essere conforme alla norma EN 13803:2017, che definisce la lunghezza degli elementi intermedi (L_c) per impedire il bloccaggio del cuscinetto. Il limite massimo del tiro finale tra veicoli adiacenti è definito nell'Appendice N della norma EN 13803:2017. L'obiettivo è prevenire il bloccaggio dei cuscinetti per due veicoli che viaggiano su un tracciato con curve orizzontali opposte (come nel caso di un incrocio). La norma considera una carrozza passeggeri di 19 m (distanza tra perni/asse dei carrelli) e 3,70 m di sbalzo.

Queste dimensioni sono superiori alle dimensioni considerate nella progettazione:

- Distanza tra carrelli (a_r) = 13.500 m;
- Distanza tra l'interasse del carrello (p_r) = 2.250 m.

La tabella rappresentata nella seguente figura mostra la lunghezza minima richiesta per impedire il bloccaggio del cuscinetto. Se si considera l'incrocio standard (SCO R190), è richiesto un rettilineo intermedio di 6 m.

R1 R2	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195	200	205	210	215	220
150	10,78	10,53	10,29	10,06	9,83	9,60	9,38	9,16	8,94	8,73	8,52	8,31	8,11	7,91	7,71
160	10,29	9,86	9,48	9,22	8,97	8,73	8,49	8,25	8,02	7,79	7,56	7,34	7,12	6,91	6,69
170	9,83	9,37	8,97	8,62	8,30	8,04	7,78	7,73	7,28	7,04	6,80	6,55	6,31	6,06	5,81
180	9,38	8,91	8,49	8,12	7,78	7,48	7,20	6,93	6,65	6,37	6,08	5,79	5,49	5,18	4,86
190	8,94	8,45	8,02	7,63	7,28	6,96	6,65	6,33	6,00	5,67	5,33	4,97	4,59	4,19	3,76
200	8,52	8,01	7,56	7,16	6,80	6,44	6,08	5,71	5,33	4,93	4,50	4,04	3,54	2,97	2,28
210	8,11	7,59	7,12	6,70	6,31	5,91	5,49	5,06	4,59	4,09	3,54	2,91	2,11	0,73	0
220	7,71	7,17	6,69	6,25	5,81	5,35	4,86	4,34	3,76	3,10	2,28	0,95	0	0	0
230	7,32	6,77	6,27	5,79	5,29	4,76	4,18	3,52	2,74	1,67	0	0	0	0	0

Figura 2.2 – Limiti inferiori per la lunghezza di un elemento intermedio rettilineo tra due curve circolari lunghe nelle direzioni opposte

2.2.5 *Dispositivi di armamento*

I dispositivi di armamento sono definiti per consentire la manovra. I deviatori devono essere installati su binari rettilinei, con pendenza verticale costante e con sopraelevazione pari a zero.

I dispositivi di armamento devono essere progettati, costruiti, forniti e installati conformemente alla norma EN 13232:2012.

Crossover e incroci a forbice sono formati da geometrie di afflusso e dipendono dalla distanza tra i binari da adottare.

Tutti I dispositivi di armamento sono definiti in binario tangente, pendenza costante e sopraelevazione nulla. Gli scambi meccanici situati sulla linea consigliata devono avere i seguenti requisiti:

- Grado consigliato: 0%;
- Grado limite massimo: 2%.

Gli scambi meccanici situati nella zona di svolta devono avere i seguenti requisiti:

- Grado: 0%.

2.2.5.1 Linea principale

Il deviatoio verrà utilizzato nella linea principale all'estero e all'interno della sezione TBM sotterranea, inclusi Cavour, zona di stallaggio centrale e zona di manovra. I tipi proposti sono DSIH – C – UIC60 – 190 – 1:8,5, con una velocità di progetto di 40 km/h, e DSIH – C – UIC60 – 300 – 1:11, con velocità di progetto di 50 km/h.

La geometria del singolo deviatoio è la seguente: $6^{\circ}42'35''$.

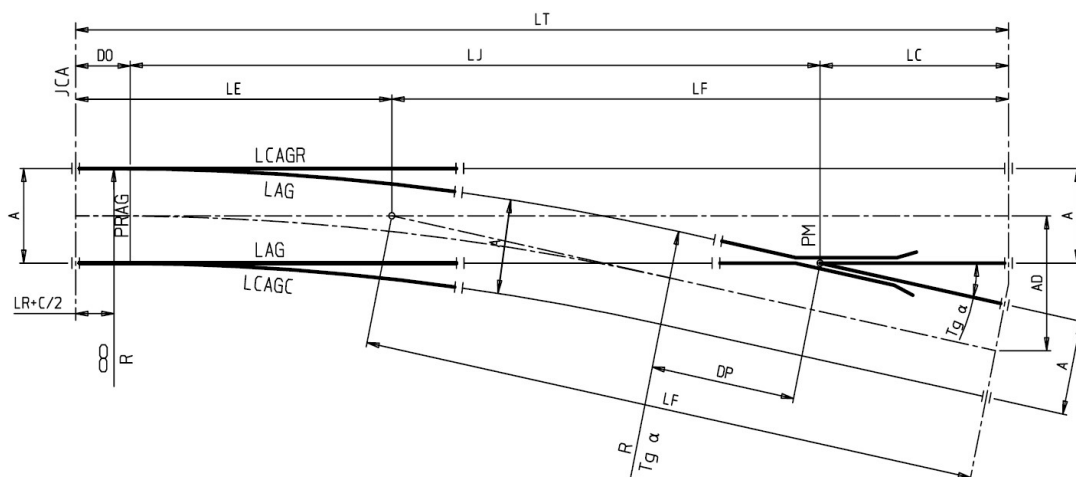


Figura 2.3 – Deviatoio DSIH – C – UIC60 – 190 – 1:8,5

Distanze in m	R	LE	LF	AD	LR+C/2	DO	LJ	LC	LCAGR	LCAGC	LAG	DP	LT	ALFA
DSIH - C - UIC60 - 190 - 1:8,5	190,718	11,138	15,870	1,854	0	0,690	22,688	3,630	11,387	11,387	10,700	1,102	27,008	6° 2' 35"
DSIH - C - UIC60 - 300 - 1:11	300,718	13,608	20,260	1,854	0	0,798	28,628	4,442	13,830	13,830	13,040	2,209	33,868	5° 11' 40"

Tabella 2.24 – Caratteristiche dei deviatori DSIH - C - UIC60 - 190 - 1:8,5 e DSIH - C - UIC60 - 300 - 1:11

2.2.5.2 Deposito

I tipi di crossover da utilizzare sono DSIH - C - UIC60 - 100 - 1:6,5, con una velocità di progetto di 29 km/h; di seguito viene rappresentato lo schema.

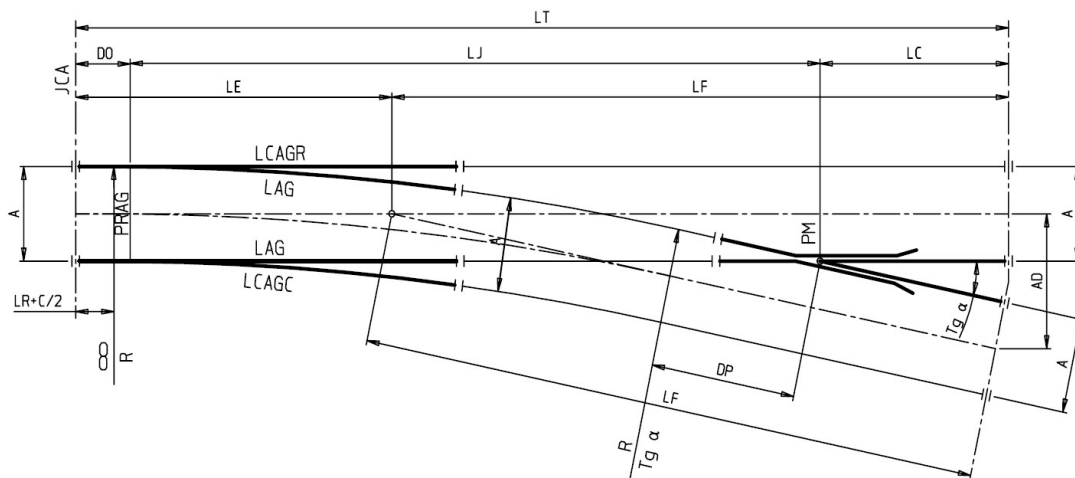


Figura 2.4 – Deviatoio DSIH - C - UIC60 - 100 - 1:6,5

Distanze in m	R	LE	LF	AD	LR+C/2	DO	LJ	LC	LCAGR	LCAGC	LAG	DP	LT	ALFA
DSIH - C - UIC60 - 100 - 1:6,5	100,718	7,836	12,911	1,963	0,189	0,690	16,529	3,529	9,250	9,250	8,565	1,735	20,747	8° 44' 46"

Tabella 2.25 – Caratteristiche del deviatoio DSIH – C – UIC60 – 100 – 1:6,5

La norma EN 13803-2:2018 definisce i principi di brusca variazione del deficit di sopraelevazione, come descritto nel paragrafo 2.2.4.1, con la seguente equazione:

$$\Delta l = C \cdot V^2 / R$$

Dove:

- Δl : brusca variazione del deficit di sopraelevazione (mm);
- V: velocità di progetto (km/h);
- R: raggio della curva (m);
- $C = 11,85 \text{ mm m h}^2/\text{km}^2$.

Per velocità inferiori agli 80 km/h, $l = 100 \text{ mm}$, pertanto:

DEVIATOI/INCROCI	LUOGO D'APPLICAZIONE	VELOCITÀ DI PROGETTO (km/h)
DSIH – C – UIC60 – 100 – 1:6,5	Deposito	29
DSIH – C – UIC60 – 190 – 1:8,5	Linea principale	40
DSIH – C – UIC60 – 300 – 1:11	Linea principale	50

Tabella 2.26 – Deviatoi/incroci utilizzati

ACaMIR

Agenzia Campana Mobilità Infrastrutture e Reti

LINEA AFRAGOLA-NAPOLI
COLLEGAMENTO C.AMINEI

P101009-LAN-IDM-RGN-OTHE-RP-Y-0002-Tracciati, planimetria e sezioni

2.2.6 Verifiche dei parametri di tracciato

2.2.6.1 Tracciato orizzontale

Mandataria

Mandanti

IDOM

TECNOSISTEM
Engineering & Technology

ROCKSOIL

ECOPLAME
ambiente e paesaggio

arch. pasquale
MIANO

ing. antonio
masturzo

35

ALIGNMENT LIST				
TYPE	LENGTH	STATION	R	A

Straight	344,750	0-190,000		
Clothoid	50,000	0-154,750		141,420
Circular	112,002	0-204,750	400,000	
Clothoid	50,000	0-316,752		141,420
Straight	479,198	0-366,752		
Clothoid	35,000	0-845,950		167,330
Circular	84,500	0-880,950	800,000	
Clothoid	35,000	0-965,450		167,330
Straight	66,860	1-000,450		
Clothoid	35,000	1-067,310		167,330
Circular	73,780	1-102,310	800,000	
Clothoid	35,000	1-176,090		167,330
Straight	148,300	1-211,090		
Clothoid	60,000	1-359,390		146,970
Circular	282,900	1-419,390	-360,000	
Clothoid	60,000	1-702,300		146,970
Straight	259,500	1-762,300		
Clothoid	54,000	2-021,790		137,830
Circular	239,550	2-075,790	351,800	
Clothoid	54,000	2-315,340		137,830
Straight	65,760	2-369,340		
Clothoid	55,000	2-435,000		143,610
Circular	231,490	2-490,100	375,000	
Clothoid	55,000	2-721,590		143,610
Straight	218,420	2-776,590		
Clothoid	38,000	2-995,010		137,840
Circular	78,560	3-033,010	500,000	
Clothoid	38,000	3-111,570		137,840
Straight	546,420	3-149,570		
Clothoid	30,000	3-695,990		212,130
Circular	85,850	3-725,990	1500,000	
Clothoid	30,000	3-811,850		212,130
Straight	462,240	3-841,850		
Clothoid	45,000	4-304,090		150,000
Circular	410,660	4-349,090	500,000	
Clothoid	45,000	4-759,750		150,000
Straight	282,270	4-804,750		

SPEED		STRAIGHT
V _{min}	V _{max}	Length
km/h	km/h	minimum
		m

	80	344,750
55	80	
	80	479,198
55	80	
	80	66,860
55	80	
	80	148,300
55	80	
	80	259,500
55	80	
	80	65,760
55	80	
	80	218,420
50	80	
	80	546,420
40	80	
	80	462,240
55	80	
	80	282,270

CANT				Non-compensated	Length	Radius
Applied	Equilibrium	Deficiency	Excess	acceleration	minimum	minimum
D [mm]	D _{eq} [mm]	I [mm]	E [mm]	a _q [m/s ²]	m	m

100	190	90	10	0,58	112,002	400,0
60	95	35	15	0,23	84,500	800,0
60	95	35	15	0,23	73,780	800,0
120	211	91	20	0,59	282,900	360,0
120	216	96	18	0,62	239,550	351,8
110	202	92	14	0,60	231,490	375,0
75	152	77	16	0,50	78,560	500,0
30	51	21	17	0,13	85,850	1500,0
90	152	62	18	0,40	410,660	500,0

CLOTHOID				Length
Functional and geometric parameters				minimum
dD/dt	dD/ds	dI/dt	da _q /dt	m
mm/s	mm/m	mm/s	m/s ²	m

44,44	2,00	39,87	0,26	50,00
44,44	2,00	39,87	0,26	50,00
38,10	1,71	22,13	0,14	35,00
38,10	1,71	22,13	0,14	35,00
38,10	1,71	22,13	0,14	35,00
38,10	1,71	22,13	0,14	35,00
44,44	2,00	33,63	0,22	60,00
44,44	2,00	33,63	0,22	60,00
49,38	2,22	39,39	0,25	54,00
49,38	2,22	39,39	0,25	54,00
44,44	2,00	37,32	0,24	55,00
44,44	2,00	37,32	0,24	55,00
43,86	1,97	44,90	0,29	38,00
43,86	1,97	44,90	0,29	38,00
22,22	1,00	15,25	0,10	30,00
22,22	1,00	15,25	0,10	30,00
44,44	2,00	30,51	0,20	45,00
44,44	2,00	30,51	0,20	45,00

ALIGNMENT LIST					SPEED		STRAIGHT	CANT				Non-compensated	Length	Radius	CLOTHOID				Length	
TYPE	LENGTH	STATION	R	A	V _{min}	V _{max}	Length minimum	Applied	Equilibrium	Deficiency	Excess	acceleration	minimum	minimum	dD/dt	dD/ds	dI/dt	da _z /dt	minimum	
					km/h	km/h	m	D [mm]	D _{e-q} [mm]	I [mm]	E [mm]	a _q [m/s ²]	m	m	mm/s	mm/m	mm/s	m/s ³	m	
Clothoid	30,000	5+087,020		189,740											29,63	1,33	17,21	0,11	30,00	
Circular	174,220	5+117,020	1200,000		45	80		40	63	23	20	0,15	174,220	1200,0	29,63	1,33	17,21	0,11	30,00	
Clothoid	30,000	5+291,250		189,740																
Straight	625,140	5+321,250				80	625,140													
Clothoid	50,000	5+946,390		158,110																
Circular	253,640	5+996,390	500,000		55	80		90	152	62	18	0,40	253,640	500,0	40,00	1,80	27,46	0,18	50,00	
Clothoid	50,000	6+250,030		158,110																
Straight	68,490	6+300,030				80	68,490													
Clothoid	50,000	6+368,520		158,110																
Circular	243,600	6+418,520	500,000		55	80		90	152	62	18	0,40	243,600	500,0	40,00	1,80	27,46	0,18	50,00	
Clothoid	50,000	6+662,120		158,110																
Straight	206,810	6+712,120				80	206,810													
Clothoid	55,000	6+918,930		148,320																
Circular	322,830	6+973,930	400,000		55	80		110	190	80	20	0,52	322,830	400,0	44,44	2,00	32,21	0,21	55,00	
Clothoid	55,000	7+296,760		148,320																
Straight	324,330	7+351,760				80	324,330													
Clothoid	38,000	7+676,090		140,570																
Circular	812,150	7+714,090	520,000		50	80		75	146	71	18	0,46	812,150	520,0	44,44	2,00	32,21	0,21	55,00	
Clothoid	38,000	8+526,250		140,570																
Straight	967,040	8+564,250				80	967,040													
Clothoid	30,000	9+531,290		144,910																
Circular	245,600	9+561,290	700,000		50	80		60	108	48	18	0,31	245,600	700,0	43,86	1,97	41,48	0,27	38,00	
Clothoid	30,000	9+806,890		144,910																
Straight	163,250	9+836,890				80	163,250													
Clothoid	55,000	10+000,150		153,790																
Circular	497,360	10+055,150	430,000		55	80		100	176	76	17	0,49	497,360	430,0	44,44	2,00	35,86	0,23	30,00	
Clothoid	55,000	10+552,510		153,790																
Straight	493,280	10+607,510				80	493,280													
Clothoid	55,000	11+100,790		154,680																
Circular	809,640	11+155,790	435,000		55	80		100	174	74	18	0,48	809,640	435,0	44,44	2,00	35,86	0,23	30,00	
Clothoid	55,000	11+965,430		154,680																
Straight	246,690	12+020,430				80	246,690													
Clothoid	60,000	12+267,120		146,970																
Circular	133,150	12+327,120	360,000		0	50		0	82	82	0	0,54	133,150	360,0	40,40	1,82	30,90	0,20	55,00	
Clothoid	60,000	12+460,270		146,970																
Straight	19,560	12+520,270				50	19,560													
															0,00	0,00	19,06	0,12	60,00	
															0,00	0,00	19,06	0,12	60,00	

Figura 2.5 – Verifica parametri di tracciato. Tracciato orizzontale

ACaMIR

Agenzia Campana Mobilità Infrastrutture e Reti

LINEA AFRAGOLA-NAPOLI
COLLEGAMENTO C.AMINEI

P101009-LAN-IDM-RGN-OTHE-RP-Y-0002-Tracciati, planimetria e sezioni

2.2.6.2 Profilo

Mandataria

Mandanti

IDOM

TECNOSISTEM
Engineering & Technology

ROCKSOIL

ECOPLAME
ambiente e paesaggio

arch. pasquale
MIANO

ing. antonio
masturzo

38

ALIGNMENT LIST					SPEED V _{max} km/h	CONSTANT SLOPE					VERTICAL CURVE				
POINT	STATION	ELEVATION	GRADIENT	Kv		STATION	R _{horizontal}	actual ‰	effective ‰	max	min	LENGTH minimum m	Kv minimum m	α _v maximum m	LENGTH minimum m
Start	0+190,000	-4,072													
			0,000		80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	258			
PVC	0+088,000	-4,072			80								29000	0,02	57
PVI	0+096,660	-4,072		29,000,000	80										
PVT	0+125,320	-4,132			80	N	400,0	2,00	3,25	●	●	569			
			2,000		80										
PVC	0+694,410	-5,250			80								29000	0,02	57
PVI	0+723,070	-5,310		29,000,000	80										
PVT	0+751,730	-5,310			80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	133			
			0,000		80								5129	0,10	76
PVC	0+884,350	-5,310			80										
PVI	0+922,570	-5,310		5,128,770	80	N	800,0	14,90	15,53	●	●	260			
PVT	0+960,780	-5,877			80								3559	0,14	43
			14,900		80										
PVC	1+221,200	-9,605			80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	157			
PVI	1+237,700	-10,000		3,559,453	80								3025	0,16	79
PVT	1+264,200	-10,000			80										
			0,000		80	N	360,0	26,10	27,49	●	●	150			
PVC	1+421,020	-10,000			80								4327	0,11	45
PVI	1+460,440	-10,000		3,024,545	80										
PVT	1+499,860	-8,972			80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	148			
			26,100		80								2424	0,20	39
PVC	1+649,560	-5,070			80	N	360,0	15,70	17,09	●	●	199			
PVI	1+672,060	-4,484		4,326,627	80										
PVT	1+694,560	-4,131			80								2002	0,25	77
			15,700		80										
PVC	1+893,320	-1,018			80	N	360,0	15,70	17,09	●	●	199			
PVI	1+912,320	-0,720		2,424,238	80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	148			
PVT	1+932,320	-0,720			80								2002	0,25	77
			0,000		80										
PVC	2+080,010	-0,720			80	N	351,8	38,50	39,92	●	●	626			
PVI	2+118,540	-0,720		2,002,004	80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	75			
PVT	2+157,060	0,760			80								2293	0,22	60
			38,500		80										
PVC	2+782,850	24,840			80	N	500,0	26,00	27,00	●	●	52			
PVI	2+821,370	26,322		2,002,481	80								2800	0,18	39
PVT	2+859,910	26,322			80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	75			
			0,000		80										
PVC	2+934,660	26,322			80										
PVI	2+964,420	26,322		2,292,861	80										
PVT	2+994,190	27,095			80	N	500,0	26,00	27,00	●	●	52			
			26,000		80										
PVC	3+046,550	28,455			80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	75			
PVI	3+066,170	28,964		2,800,000	80										
PVT	3+085,780	29,748			80										

Mandataria

Mandanti



ALIGNMENT LIST					SPEED	CONSTANT SLOPE						VERTICAL CURVE				
POINT	STATION	ELEVATION	GRADIENT	Kv		V _{max} km/h	STATION	R _{horizontal}	GRADIENT				LENGTH	Kv	α _v	LENGTH
								actual	effective	max	min	minimum	minimum	maximum	minimum	
								%	%			m	m	m	m	
PVT	3+085,780	29,748				80	N	500,0	40,00	41,00			392			
PVC	3+477,970	45,427	40,000			80								2001	0,25	80
PVI	3+517,970	47,026		2,001,011		80										
PVT	3+557,970	47,026	0,000			80	Y	0,0	0,00	0,00			75			
PVC	3+632,620	47,026				80										
PVI	3+664,150	47,026	2,442,527			80								2443	0,20	63
PVT	3+695,670	47,840				80	N	1.500,0	25,80	26,13			148			
PVC	3+843,700	51,661	25,800			80										
PVI	3+879,360	52,582		3,000,000		80										
PVT	3+915,020	52,654				80										
PVC	4+248,420	53,335	2,000			80	N	0,0	2,00	2,00			333			
PVI	4+275,680	53,391		6,752,725		80										
PVT	4+302,940	53,226				80										
PVC	4+815,220	50,136	6,000			80	N	500,0	6,00	7,00			512			
PVI	4+837,220	50,000		7,459,375		80										
PVT	4+860,220	50,000				80										
PVC	4+956,160	50,000	0,000			80	Y	0,0	0,00	0,00			96			
PVI	4+999,130	50,000		4,500,000		80										
PVT	5+042,100	49,179				80	N	1.200,0	19,10	19,52			561			
PVC	5+603,250	38,462	19,100			80										
PVI	5+635,770	37,841		3,800,000		80										
PVT	5+668,290	37,776				80										
PVC	5+812,850	37,490	2,000			80	N	0,0	2,00	2,00			145			
PVI	5+832,850	37,450		20,028,340		80										
PVT	5+852,850	37,450				80										
PVC	5+999,810	37,452	0,000			80	Y	0,0	0,00	0,00			3711			
PVI	6+028,530	37,453		5,500,000		80										
PVT	6+057,240	37,153				80	N	500,0	10,40	11,40			657			
PVC	6+714,560	30,299	10,400			80										
PVI	6+743,230	30,000		5,500,000		80										
PVT	6+771,910	30,000				80										
PVC	6+846,900	30,000	0,000			80	Y	0,0	0,00	0,00			75			
PVI	6+878,420	30,000		5,500,000		80										
PVT	6+909,940	30,361				80										
PVC	7+233,240	34,066	11,500			80	N	400,0	11,50	12,75			2320			
PVI	7+264,750	34,428		5,500,000		80										
PVT	7+296,270	34,428				80										
			0,000			80	Y	0,0	0,00	0,00			148			

Mandataria

Mandanti

ALIGNMENT LIST					SPEED V _{max} km/h	CONSTANT SLOPE					VERTICAL CURVE				
POINT	STATION	ELEVATION	GRADIENT	Kv		STATION	R _{horizontal}	actual ‰	effective ‰	max	min	LENGTH minimum m	Kv minimum m	α _v maximum m	LENGTH minimum m
PVT	7+488,790	34,473			80	N	0,0	2,00	2,00	●	●	226			
PVC	7+714,860	34,919	2,000		80								5000	0,10	110
PVI	7+770,020	35,028		5.000,000	80										
PVT	7+825,190	33,920	20,100		80	N	520,0	20,10	21,06	●	●	1404			
PVC	9+229,600	5,706			80								3500	0,14	70
PVI	9+264,760	5,000		3.500,000	80										
PVT	9+299,920	5,000	0,000		80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	88			
PVC	9+388,330	5,000			80								17000	0,03	34
PVI	9+405,330	5,000		17.000,000	80										
PVT	9+422,330	4,966	2,000		80	N	0,0	2,00	2,00	●	●	141			
PVC	9+563,680	4,683			80								5000	0,10	72
PVI	9+599,760	4,611		5.000,000	80										
PVT	9+635,840	4,018	16,400		80	N	700,0	16,40	17,11	●	●	213			
PVC	9+849,220	0,512			80								3500	0,14	58
PVI	9+877,980	0,040		3.500,000	80										
PVT	9+906,730	0,040	0,000		80	Y	0,0	0,00	0,00	●	●	149			
PVC	10+055,990	0,040			80								12425	0,04	40
PVI	10+075,990	0,040		12.425,124	80										
PVT	10+095,990	-0,025	3,200		80	N	430,0	3,20	4,36	●	●	1286			
PVC	11+381,920	-4,164			80								3500	0,14	123
PVI	11+443,180	-4,362		3.500,000	80										
PVT	11+504,430	-2,415	31,800		80	N	435,0	31,80	32,95	●	●	328			
PVC	11+832,700	8,019			80								4000	0,12	127
PVI	11+896,270	10,040		4.000,000											
PVT	11+959,840	10,040													
End	12+350,600	10,040													

Figura 2.6 – Verifica parametri di tracciato. Profilo



NUOVO COLLEGAMENTO IN SEDE PROPRIA TRA LA STAZIONE AV DI AFRAGOLA E LA RETE METROPOLITANA DI NAPOLI

LINEA AFRAGOLA - NAPOLI COLLEGAMENTO C.AMINEI

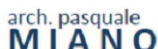
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA FASE 2

RAGGRUPPAMENTO:

Mandataria:



Mandanti:



RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI

SPECIALISTICHE:

Ing. Francesc Selles

ACCOUNT MANAGER

Ing. Armando Allagrande

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Giovanni Argento

APPROVAZIONE : _____



LINEA AFRAGOLA-NAPOLI LINEA

STRUTTURE E MODALITA' REALIZZATIVA

Relazione tecnica/costruttiva intervento complessivo

P101009-LAN-RKS-STR-OTHE-RP-Y-0001_

Giovanna Cassani

ORDINE INGEGNERI DI MILANO

n. 20997

[Signature]

-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
P01	Nov 21	A.RISPOLI	A.RISPOLI	A.BELLOCCHIO	G.CASSANI	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
SCALA		REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	

ELENCO DELLE REVISIONI

Rev.	Data	Approvato da	Note/Natura delle modifiche
P01	11/2021	A.Bellocchio	PRIMA EMISSIONE

INDICE

1	PREMESSA	4
2	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	5
3	BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO IDROGEOLOGICO E GEOTECNICO	7
4	IL TRACCIATO E LE PRINCIPALI OPERE CIVILI	14
5	GALLERIA DI LINEA	18
5.1	LA TBM - SPECIFICHE TECNICHE GENERALI	20
5.2	ANELLO DI RIVESTIMENTO.....	23
5.3	CONDIZIONAMENTO.....	27
5.4	INTASAMENTO A TERGO DEL RIVESTIMENTO.....	29
5.5	ANALISI DI PREDIMENSIONAMENTO DEL TUNNEL	30
5.5.1	<i>Metodi di calcolo utilizzati e criteri di analisi</i>	30
5.5.2	<i>Fase di diagnosi - previsione del comportamento allo scavo</i>	38
5.5.3	<i>Fase di terapia – verifica delle sezioni tipo con metodi analitici</i>	48
5.6	ANALISI DELLE SUBSIDENZE	52
5.7	SINTESI DELLE PRINCIPALI CRITICITÀ LUNGO IL TRACCIATO	55
5.8	PROGRAMMA DI MONITORAGGIO DA PREVEDERE	57
5.8.1	<i>Monitoraggio preventivo</i>	57
5.8.2	<i>Monitoraggio in corso d'opera</i>	58
5.8.3	<i>Monitoraggio in fase di esercizio</i>	62
6	STAZIONI	63
6.1	DESCRIZIONE SOMMARIA DELLE TIPOLOGIE DI STAZIONE.....	65
6.1.1	<i>Tipo A</i>	65
6.1.2	<i>Tipo B</i>	68
6.1.3	<i>Tipo C</i>	71

Mandataria

Mandanti

2

6.1.4	Tipo D	74
6.1.5	Tipo E	77
6.2	CARATTERISTICHE STRUTTURALI DELLE STAZIONI	80
6.3	PRINCIPALI FASI COSTRUTTIVE	82
6.4	I CEDIMENTI GENERATI DAGLI SCAVI	104
7	ALTRE OPERE.....	105
7.1	MANUFATTI LUNGO LINEA	105
7.2	DEPOSITO OFFICINA DI AFRAGOLA	112
7.3	TRONCHINI DI MANOVRA	114
8	ALLEGATI.....	118

1 PREMESSA

La presente relazione fa parte della prima fase di studio relativa al Progetto di fattibilità tecnica ed economica del nuovo collegamento in sede propria tra la stazione AV di Afragola e la rete metropolitana di Napoli.

Essa contiene un primo inquadramento generale delle tematiche strutturali/costruttive relative alla realizzazione della linea principale (LAN) e delle opere connesse.

In particolare saranno descritte le principali caratteristiche tecnico-strutturali delle opere che compongono l'infrastruttura.

In particolare modo saranno analizzate:

- La Galleria di Linea caratterizzata da un'unica canna a doppio binario eseguita per mezzo di una TBM con fronte in pressione;
- Le caratteristiche costruttive-strutturali delle stazioni;
- I manufatti lungo linea adibiti a camere di ventilazione, CDV, Uscite di Emergenza e Accesso per i soccorritori Vigili del Fuoco

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il collegamento in fase di studio si sviluppa interamente all'interno della cosiddetta "Piana Campana", e, da sud verso nord, coinvolge i territori comunali di Napoli, Casoria, Casalnuovo, Afragola.

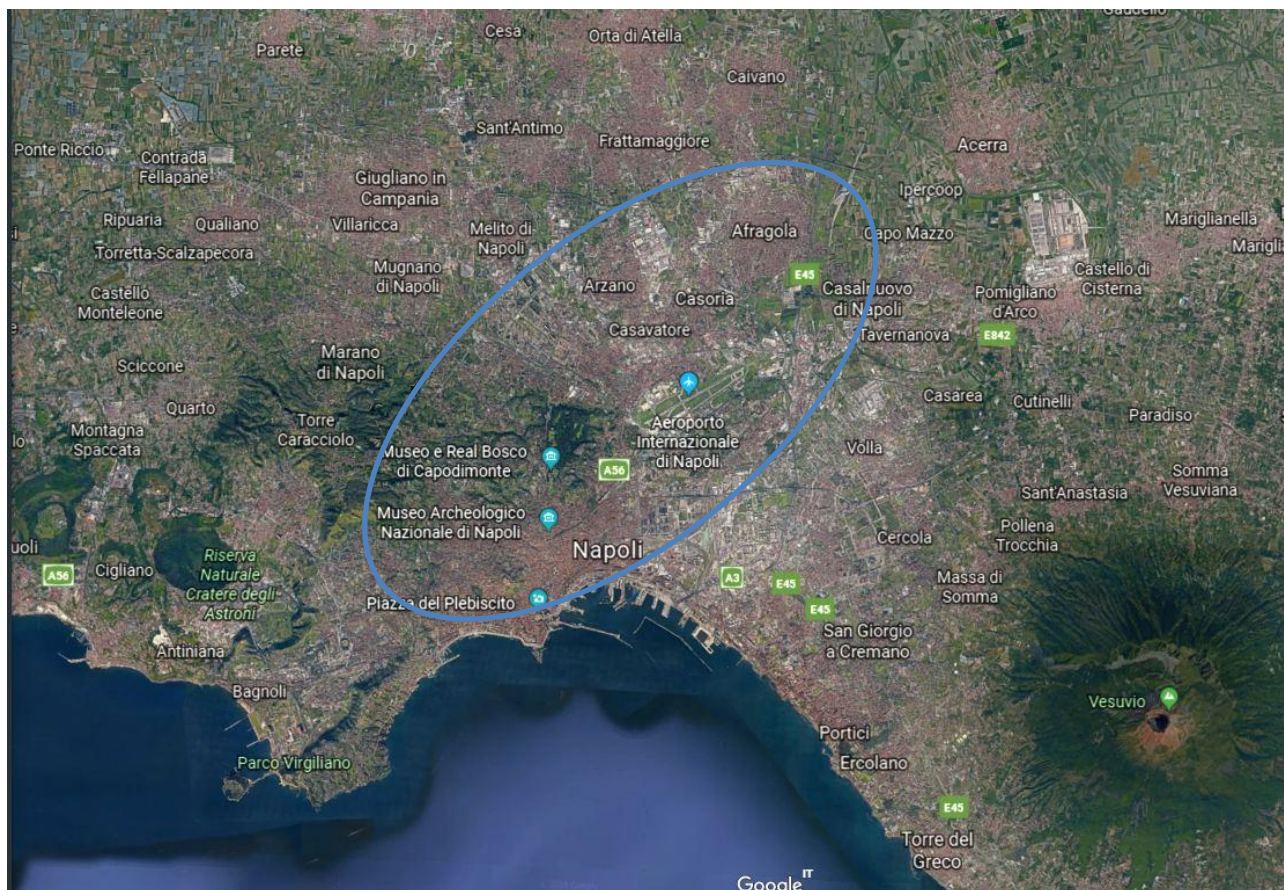


Figura 1 Inquadramento geografico con l'indicazione dell'area interessata dal tracciato delle opere a progetto

In particolare il tracciato dell'opera, che dovrà permettere il collegamento tra la città di Napoli nel nodo Museo-Cavour e il nodo AV di Afragola, si svilupperà all'interno del fuso riportato nella seguente figura.

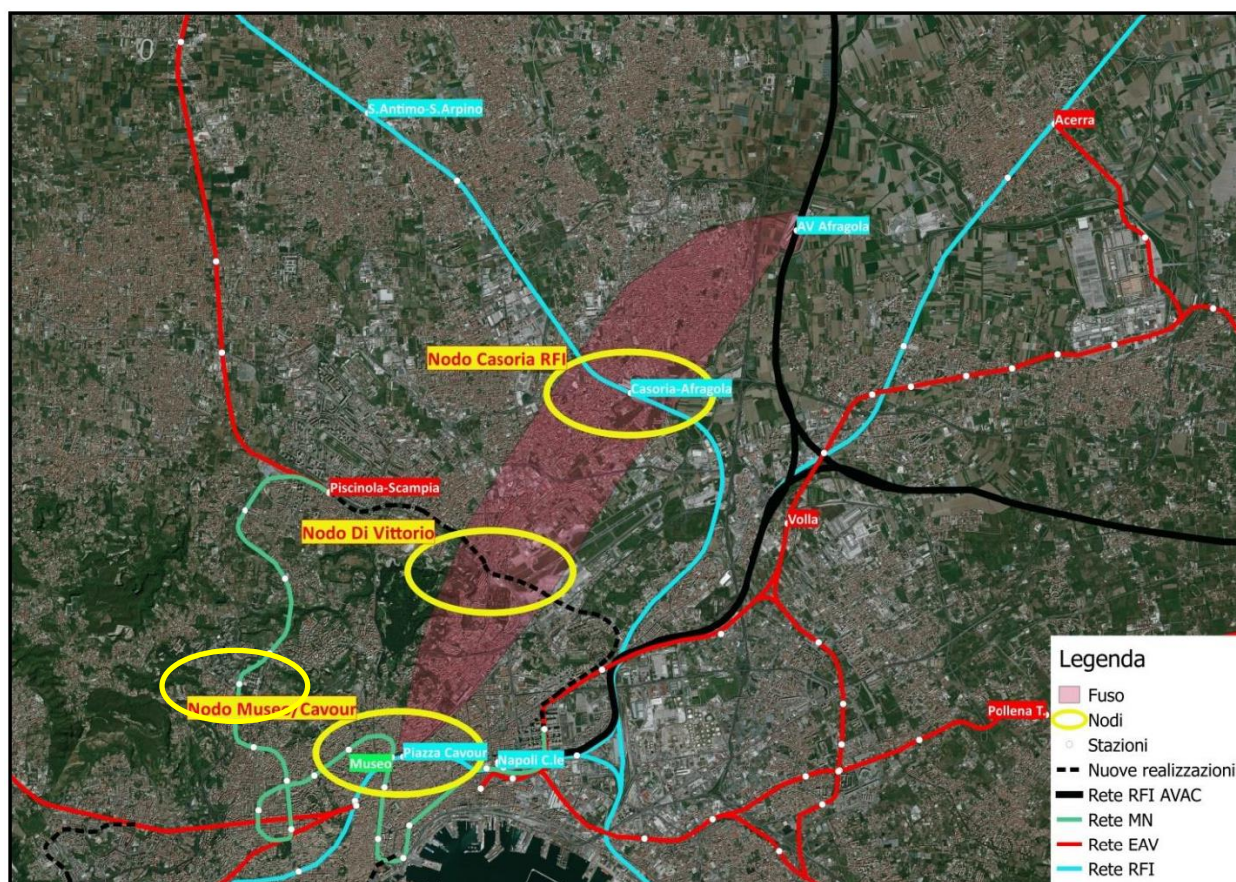


Figura 2 Inquadramento geografico con l'indicazione delle principali arterie di collegamento e del FUSO territoriale all'interno del quale si dovrà posizionare il tracciato di progetto

3 BREVE INQUADRAMENTO GEOLOGICO IDROGEOLOGICO E GEOTECNICO

L'analisi preliminare del contesto geologico della tratta in esame ha permesso di ricostruire gli elementi essenziali della "Piana Campana", ovvero della depressione strutturale allungata in direzione NO/SE, colmata da depositi sedimentari e vulcanici di età plio-quadernaria. La piana, ai margini settentrionale, meridionale ed orientale è costituita da terreni carbonatici mesozoici e da terreni miocenici, calcarei e silicoclastici di età compresa tra il Burdigaliano ed il tortoniano superiore (Miocene). Questi terreni derivano dalla deformazione delle aree più occidentali caratterizzate da sedimenti di piattaforma carbonatica. Di seguito una planimetria geologica con le principali formazioni affioranti che interesseranno il tracciato.

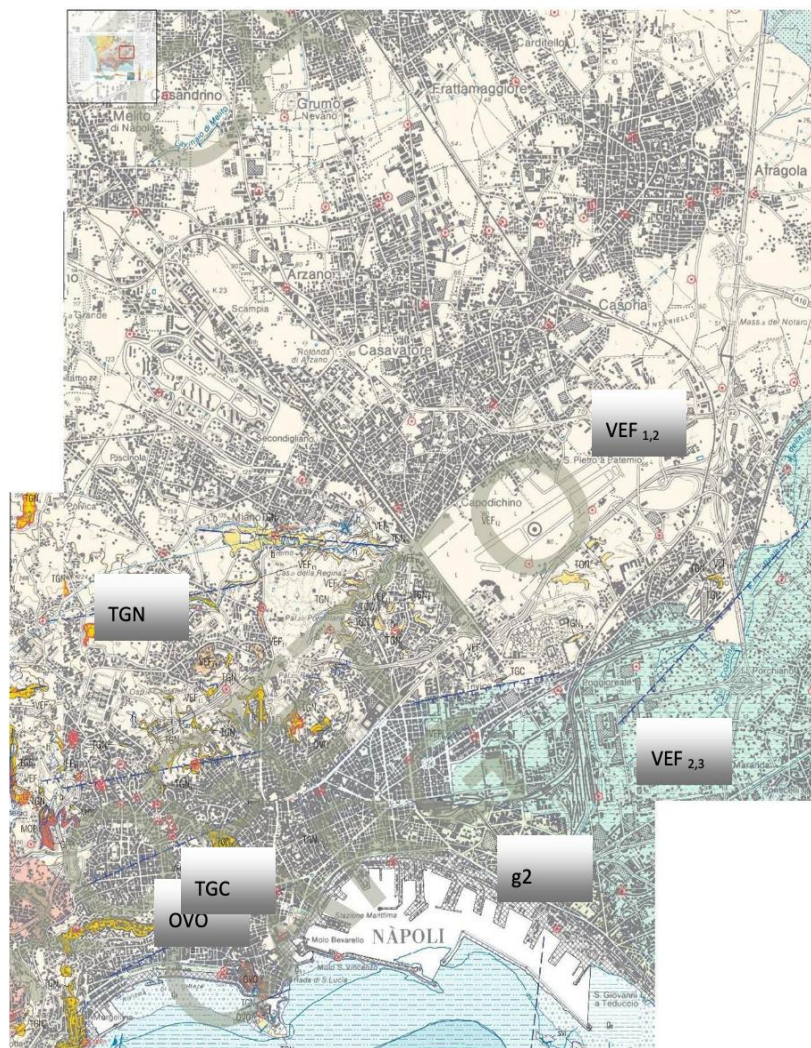


Figura 3 planimetria geologica con affioramenti

Mandataria

Mandanti

7

La successione stratigrafica semplificata dell'area è risultata costituita, dall'alto verso il basso, da:

- Terreni di riporto **R** (sp.= 2-5 m).
- Piroclastiti rimaneggiate **Pr** (sp.= 10-15 m): sabbie limose argillose a tratti ghiaiose con
- ceneri, pomici e lapilli.
- Tufo giallo napoletano in facies compatta **TGN** ricoperto o passante lateralmente alla facies rimaneggiata/sfatta **TGNs** (sp. comp.=15-35 m). La facies compatta nel sottosuolo napoletano risulta essere comunque fratturata con tipiche fratture da raffreddamento (scarpine).
- Tufo grigio campano (Ignimbrite campana) in facies compatta **TGC** ricoperto o passante lateralmente alla facies rimaneggiata/sfatta **TGCs** (sp.= 10-20 m).
- Piroclastite di base **Pb** (sp. > 10-20 m): depositi cineritici e pomicei incoerenti di natura sabbosa-limosa-ghiaiosa.

I depositi che verranno interessati dagli scavi dell'opera in oggetto presenteranno una marcata eterogeneità, potendo variare da materiali semi litoidi quali i Tufi (TGN e TGC) a materiali incoerenti, di scadenti caratteristiche geotecniche, quali quelli caratterizzanti la facies sfatta dei suddetti tufi e le piroclastiti (Pr e Pb).

Di seguito si riporta il profilo geologico rappresentativo del fuso della Linea Afragola-Napoli - ricostruito sulla base delle indagini disponibili e tenendo conto della suddetta successione stratigrafica.

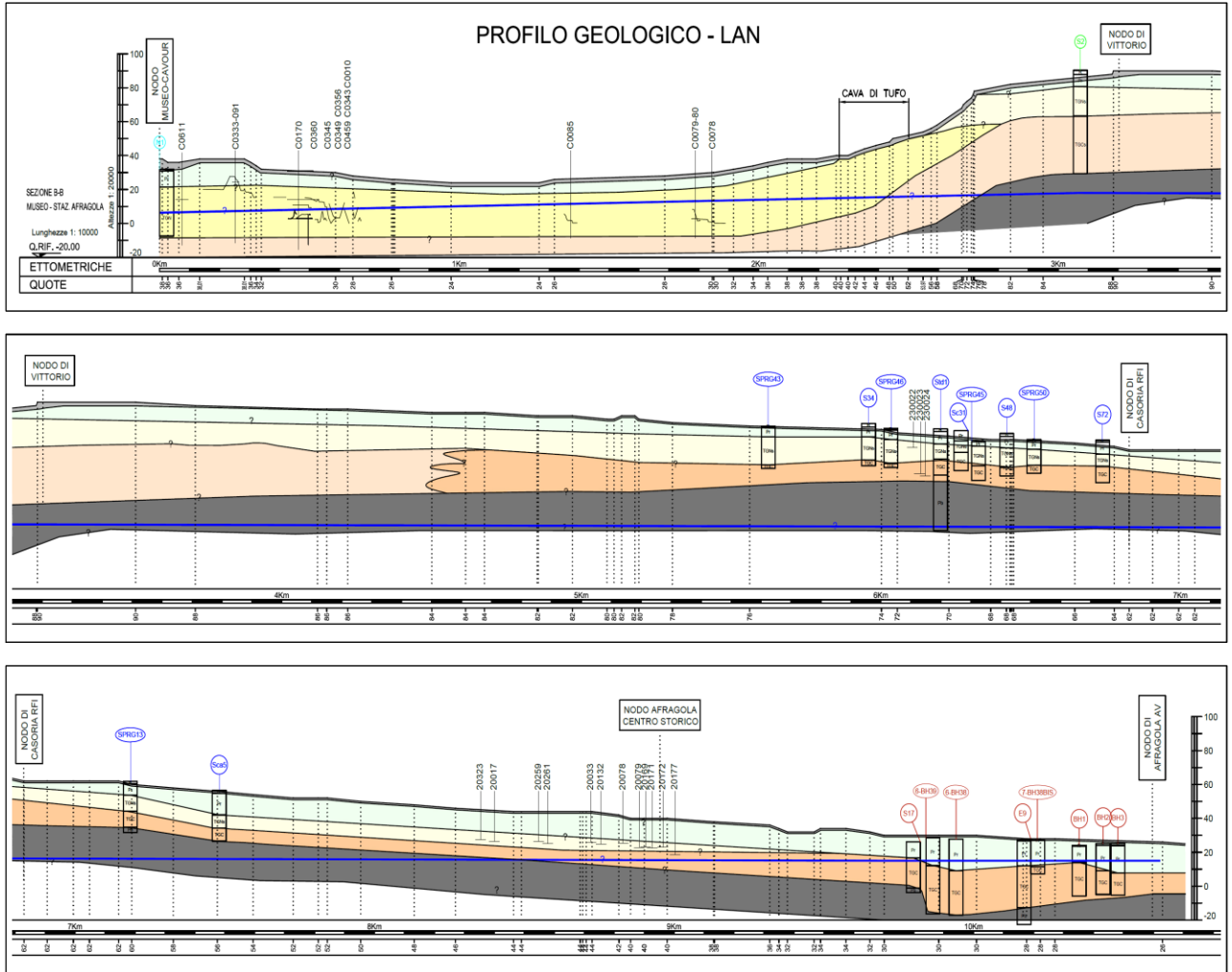


Figura 4 Profilo geologico LAN

Mandatataria

Mandanti

9

LEGENDA GEOLOGICA	
	- Riporti antropici.
	- DEPOSITI PIROCLASTICI RIMANEGGIATI: Depositi piroclastici cineritici rimaneggiati incoerenti costituiti da sabbie limose argillose a tratti ghiaiose con ceneri, pomici e lapilli. OLOCENE - ATTUALE
	- TUFO GIALLO NAPOLETANO Depositi piroclastici giallastri compatti ricoperti o passanti lateralmente a depositi rimaneggiati (faces sfatta TGNs). PLEISTOCENE SUPERIORE
	- TUFO GRIGIO CAMPANO "IGNIMBRITE CAMPANA" Depositi piroclastici grigi-marrone compatti ricoperti o passanti lateralmente o depositi rimaneggiati (faces sfatta TGCs). PLEISTOCENE SUPERIORE
	- PIROCLASTITI DI BASE Depositi piroclastici incoerenti grigio scuri costituiti da zolle da fini a grossolane a tratti limose e ghiaiose PLEISTOCENE SUPERIORE
	POSSIBILE LIVELLETTA INDICATIVA
	FALDA

Figura 5 Legenda del profilo geologico

Dall'esame delle prove in sito e di laboratorio reperite da precedenti campagne di indagini nella zona è stato possibile ottenere una parametrizzazione delle principali formazioni/unità geotecniche che interesseranno il tracciato ferroviario.

Litotipo	γ [kN/m ³]	ν	E [MPa]	ϕ' (°)	c' [kPa]
<i>Riporto r</i>	19	0.3	50	30	0
<i>Piroclastiti e Pozzolane rimaneggiate Pr</i>	16-17	0.3	100	34-35	0
<i>Tufo giallo napoletano (facis sfatta) TGNs</i>	16-17	0.3	150	35	0
<i>Tufo giallo napoletano (facis compatta) TGN</i>	16-17	0.3	1500	27	800
<i>Tufo grigio campano (Ignimbrite campana) (facis sfatta) TGCs</i>	16-17	0.3	120-1800	35-41	0-15
<i>Tufo grigio campano (Ignimbrite campana) (facis compatta) TGC</i>	16-17	0.3	700-4500	35-37	20-50
<i>Piroclastiti di base Pb</i>	16-17	0.3	300-1200	35-37	0-5

Tabella 1 parametri geotecnici

CATEGORIA	Varietà	fbm [MPa]
Tufi con lieve resistenza (< 2MPa)	Tufo arenoso	1.91
	Tufo fino comune molle	1.69
	Tufo fracido	1.26
Tufi di mediocre resistenza (2-3MPa)	Tufo cima di monte	2.52
	Tufo turranello mezzano	2.64
	Tufo turranello fino	2.99
	Tufo tunnarello pomicioso	2.16
	Tufo tunnarello tostarello	2.87
Tufi di media resistenza (3-4MPa)	Tufo selvaiuolo	3.00
	Tufo fino comune a pomici miste e non scarse	3.58
	Tufo biancolillo	3.18
Tufi di buona resistenza (4-5MPa)	Tufo fino comune a pomici piccole e poco abbondanti	4.78
	Tufo fino propriamente detto	4.68
Tufi di forte resistenza (5-7.5MPa)	Tufo duro grossolano	5.39
Tufi di elevata resistenza (>7.5MPa)	Tufo duro a grana fina	9.1
	Tufo ferrigno	12.1

Tabella 2 - resistenza a compressione monoassiali Tufi

Gli studi e ricerche condotti hanno evidenziato una circolazione idrica sotterranea che si esplica principalmente per filtrazione nelle fessure e fratture dei termini litoidi dei complessi idrogeologici vulcanici dei tufi e delle breccie laviche, e nei pori dei depositi incoerenti piroclastici, alluvionali, transizionali e marini delle pianure. In questo caso la permeabilità per porosità si riduce nei livelli francamente cineritici e limo-torbosi mentre tende a diventare più elevata negli strati sabbiosi marini ed in quelli ghiaiosi piroclastici ricchi di lapilli, pomici e scorie.

La superficie di falda lungo l'opera in studio è stata ricostruita utilizzando i dati dei piezometri appartenenti alle varie campagne geologiche.

Dai dati disponibili la falda lungo il tracciato si posiziona mediamente tra +5 e +15 m.s.l.m.

Tale quota, rispetto alla topografia in asse tracciato, determina una sofficienza variabile da -15 a -70 m dal p.c.. Pertanto, sulla base dei dati ad oggi disponibili, gli scavi dell'opera in oggetto dovrebbero attestarsi a tratti al di sopra e a tratti al di sotto della falda.

Possibile interazione con il livello di falda

La scelta della livelletta di progetto porta ad avere lo scavo dell'opera più o meno sotto falda, con il rischio, in assenza di specifiche azioni/interventi, di abbattere il livello di falda, con conseguenti possibili processi di trasporto solido dei materiali incoerenti ed importanti inaccettabili subsidenze indotte in superficie. Tale fenomeno, oltre che nei depositi piroclastici incoerenti, risulta tra l'altro possibile anche all'interno dei tufi litoidi, poiché questi ultimi sono caratterizzati da frequenti fratture da raffreddamento ("scarpine") che, in virtù della loro elevata permeabilità, possono veicolare l'acqua dai depositi piroclastici sovrastanti e con essa il trasporto solido.

4 IL TRACCIATO E LE PRINCIPALI OPERE CIVILI

La linea nella sua interezza ha un'estensione di circa 12,350 km, si compone di n.13 Stazioni.

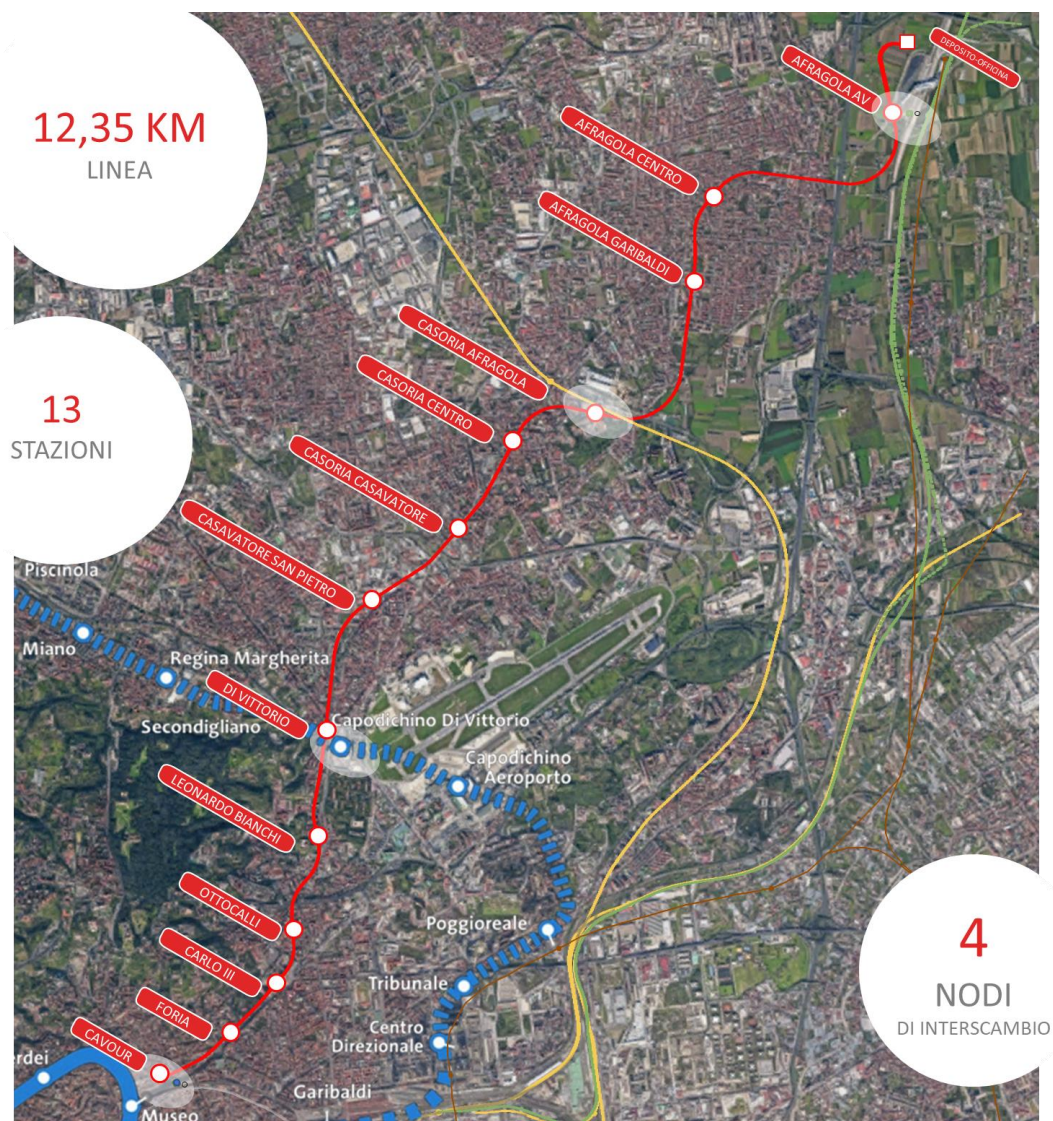


Figura 6 Tracciato della Linea LAN

Il tracciato prevede n.4 punti di interscambio pedonale con la rete infrastrutturale esistente e/o di futura realizzazione:

1. Cavour (linea 2)/Museo (linea1);
2. Di Vittorio (EAV-linea1);
3. Casoria/Afragola in corrispondenza dell'intersezione della linea ferroviaria RFI;

Mandataria

Mandanti

14

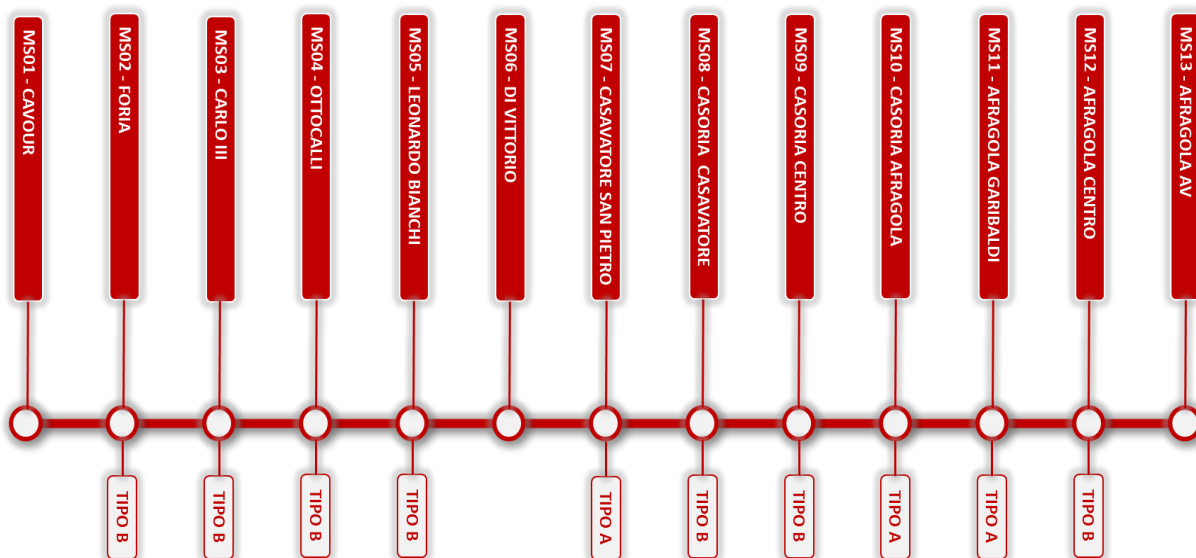
4. Napoli Afragola in corrispondenza della Stazione AV/AC.

La linea ha un andamento altimetrico variabile attestandosi ad una **profondità compresa tra -45m e -30 m dal p.c.** fino ad emergere in superficie a valle della Stazione AV di Afragola in corrispondenza del Deposito/Officina.

La galleria di linea è uniforme su tutto il tracciato, caratterizzata da un'**unica canna a doppio binario**.

L'opera prevede complessivamente n. 13 stazioni. Il processo costruttivo configurato per la **realizzazione delle stazioni è di tipo top-down**; in tale modo si riesce anche a ridurre l'impatto della cantierizzazione nel centro abitato. **Le stazioni corrispondono funzionalmente a 2 tipologie di seguito definite A e B**, che variano tra loro per la dimensione del pozzo, oltre alle stazioni di testa (Afragola AV e Cavour) e la stazione di Di Vittorio di interscambio con EAV-Linea 1.

Figura 7 Tipologie funzionali delle stazioni della linea LAN



Nelle intertratte interstazionali sono previsti una serie di manufatti di linea adibiti a camere di ventilazione, CDV, Uscite di Emergenza e Accesso per i soccorritori Vigili del Fuoco. In particolare, sono definite quattro diverse tipologie di manufatto relativamente alle caratteristiche funzionali:

- **Manufatto Tipo A** - Camera di ventilazione
- **Manufatto Tipo B** - Uscita di emergenza e accesso soccorritori
- **Manufatto Tipo C** - Camera di ventilazione e SSE

- Manufatto Tipo D - SSE

Sono previste n. 5 + 1 sottostazioni elettriche ed un deposito / officina rotabili ad Afragola, a valle della stazione Afragola AV (MS13), a raso, nell'unica emersione della linea.

È previsto, inoltre, un **primo tronchino di ricovero interrato** lungo linea, in prossimità della stazione Casoria Afragola (MS10), in corrispondenza di un'area attualmente dismessa, con innesto in linea posto nell'intertratta tra la predetta stazione e quella di Casoria Garibaldi (MS11). Un **secondo ed un terzo tronchino di ricovero lungo linea**, sempre interrati, uno tra le stazioni di Di Vittorio (MS06) e Casavatore San Pietro (MS07) e l'altro tra le stazioni Cavour (MS01) e Foria (MS02) e entrambi in un'area profondamente urbanizzata.

- Per lo scavo della **galleria** la soluzione adottata ricade **nell'uso di una fresa (TBM) di tipo scudo meccanizzato a confinamento di terra (tipo EPB-S)**. La soluzione prevista permette la minimizzazione delle interferenze con la superficie nonché il sostegno delle pressioni idrauliche, essendo il tracciato sotto falda.
- Le **stazioni**, e le relative opere accessorie, saranno realizzate a partire da pozzi rettangoli con **soluzioni top-down** mediante l'utilizzo di diaframmi in c.a. contrastati mediante opportune travi puntone in acciaio-calcestruzzo.
- Per i **manufatti** lungo linea (ad es.pozzi) la realizzazione avverrà con la medesima modalità (**top-down**). In linea generale si prevederanno pozzi a sezione rettangolare, realizzati ad esempio per sottomurazione di anelli consecutivi, o pozzi a sezione diversa realizzati con diaframature.

Il progetto delle opere in sotterraneo dovrà affrontare e risolvere, in funzione della specificità del sottosuolo napoletano, le problematiche tipiche del tunnelling in area urbana quali limitazione dei cedimenti in superficie e la sicurezza degli scavi in condizioni di limitata copertura e a tratti sotto falda.

Nel caso specifico, si possono prevedere due distinte situazioni, a seconda se ci si trovi all'interno della formazione tufacea o dei depositi piroclastici incoerenti.

Nel caso dei depositi piroclastici la natura del terreno e le condizioni al contorno porta a prevedere un comportamento del fronte di tipo "instabile"; nell'attraversamento della formazione tufacea, pur non avendo problematiche particolari legate a fenomeni deformativi significativi, si deve analogamente operare un'azione di confinamento al fronte ed al contorno del cavo per limitare i rischi connessi al richiamo esercitato dalla decompressione indotta dallo scavo nei confronti dell'acqua di falda, vista l'intensa fratturazione presente (scarpine)..

In base a dette criticità e coerentemente con le scelte adottate per la realizzazione della metro Napoli Linea 1, lo scavo della linea avverrà in meccanizzato, utilizzando una Fresa scudate a fronte chiuso, in grado di esercitare un'adeguata contro pressione al fronte per contenere l'estrusione dello stesso e contrastare l'ingresso d'acqua. Inoltre al contorno il contenimento del cavo viene d'apprima assicurato dallo scudo e poi dall'immediato rivestimento delle pareti dello scavo mediante l'installazione di un rivestimento impermeabile di conci prefabbricati, montati all'interno dello scudo e intasati a tergo dello stesso con calcestruzzo estruso.

In tal modo è garantito il massimo contenimento dei volumi persi in fase di scavo, le conseguenti subsidenze indotte ed i possibili risentimenti in superficie, minimizzando l'impatto sul tessuto urbano.

Anche dal punto di vista ambientale i vantaggi che ne conseguono sono importanti. Infatti:

- la falda non viene assolutamente interessata, in quanto la pressione dell'acqua al fronte è costantemente controbilanciata dal sistema di confinamento idraulico operato dalla macchina;
- i materiali impiegati non sono inquinanti; il terreno scavato, mescolato con acqua e opportuni additivi, è portato all'esterno, dove, una volta separato dagli altri elementi, è impiegato, in funzione della qualità intrinseca, per la realizzazione di altre opere civili (rilevati, argini, ecc.).

Tra le diverse tipologie di FRESA è preferibile la tecnologia EPB ("Earth Pressure Balance Shield") piuttosto che quella Hydroshield, in funzione della maggiore flessibilità del sistema EPB in termini di logistica di cantiere e di gestione dello scavo e alla luce delle potenzialità offerte oggi dai sistemi di condizionamento del materiale da scavare che hanno ampliato notevolmente il range di lavoro della tipologia EPB in funzione del terreno o roccia tenera da scavare.

Visti i limitati spazi in superficie e i problemi connessi con la circolazione veicolare, coerentemente con quanto fatto per la metro Napoli Linea 1, le stazioni saranno realizzate con pozzi a pianta rettangolare.

Per le gallerie di banchina e le discenderie da realizzarsi necessariamente con lo scavo "in tradizionale" a partire dalla stazione, in funzione della possibile più o meno importante interferenza con il livello di falda, dovranno essere individuate, fra le tecnologie disponibili atte a garantire la massima impermeabilità al contorno dello scavo, quelle più adatte a trattare un ammasso eterogeneo e complesso come quello costituente il sottosuolo napoletano. Dalle esperienze precedenti, il tufo si è rivelato essere infatti materiale estremamente difficile da iniettare per la bassa permeabilità intrinseca e la presenza, non rilevabile a priori, di discontinuità a permeabilità fino a due ordini di grandezza superiori in grado elevare drasticamente la permeabilità in grande. La soluzione del problema può essere individuata congelando l'acqua nell'ammasso al contorno delle gallerie da realizzare attraverso un sistema di sonde congelatrici longitudinali disposte all'esterno del profilo di scavo.

Nei tratti invece caratterizzati da piroclastiti incoerenti oltre alla tecnologia del congelamento potrà essere utilizzata quella delle iniezioni selettive consolidanti ed impermeabilizzanti.

Le gallerie di banchina verranno collegate ai pozzi attraverso gallerie di discenderia per il transito dei passeggeri che corrono parallelamente a quelle di linea.

In merito alla profondità di attestazione della livelletta dell'opera le prime risultanze degli studi archeologici, nonché l'analisi della distribuzione delle cavità nel sottosuolo, farebbe propendere per rimanere al di sotto del limite di sicurezza di 40 m ca di profondità dal piano campagna, almeno nelle tratte urbane di Napoli, Casoria ed Afragola.

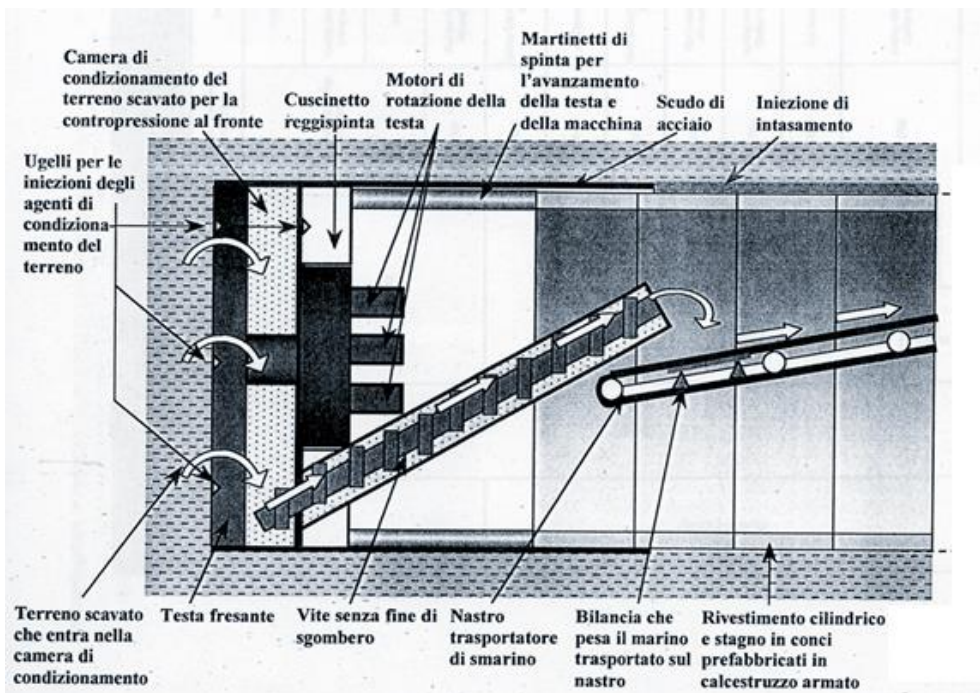


Figura 6: schema funzionale di una TBM a contropressione

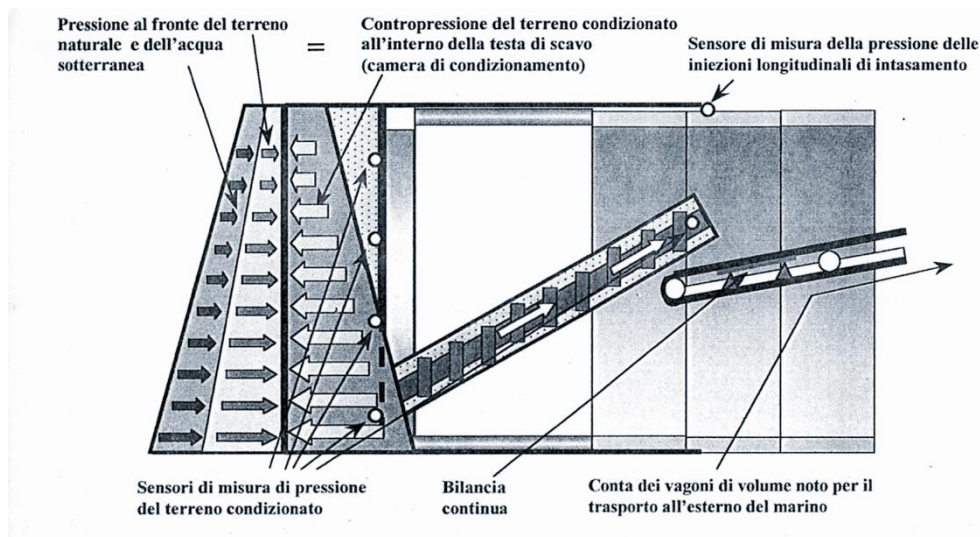


Figura 7 : principio di funzionamento di una contropressione al fronte

Da quanto esposto in precedenza, lo scavo della LAN

si svilupperà sostanzialmente all'interno di piroclastiti rimaneggiate e di base, ceneri, pomici e tufi.

Il tracciato è interessato in molti tratti dalla presenza di falda sotterranea.

Mandataria

Mandanti

19

Sono inoltre presenti zone con fronti misti di passaggio fra le diverse formazioni geologiche.

Sulla base delle caratteristiche delle formazioni da attraversare, unitamente all'esigenza di superare in sicurezza i tratti potenzialmente critici di cui sopra, si ritiene opportuno l'impiego di una TBM di tipo EPB che possa sostenere il fronte con la pressione del terreno scavato.

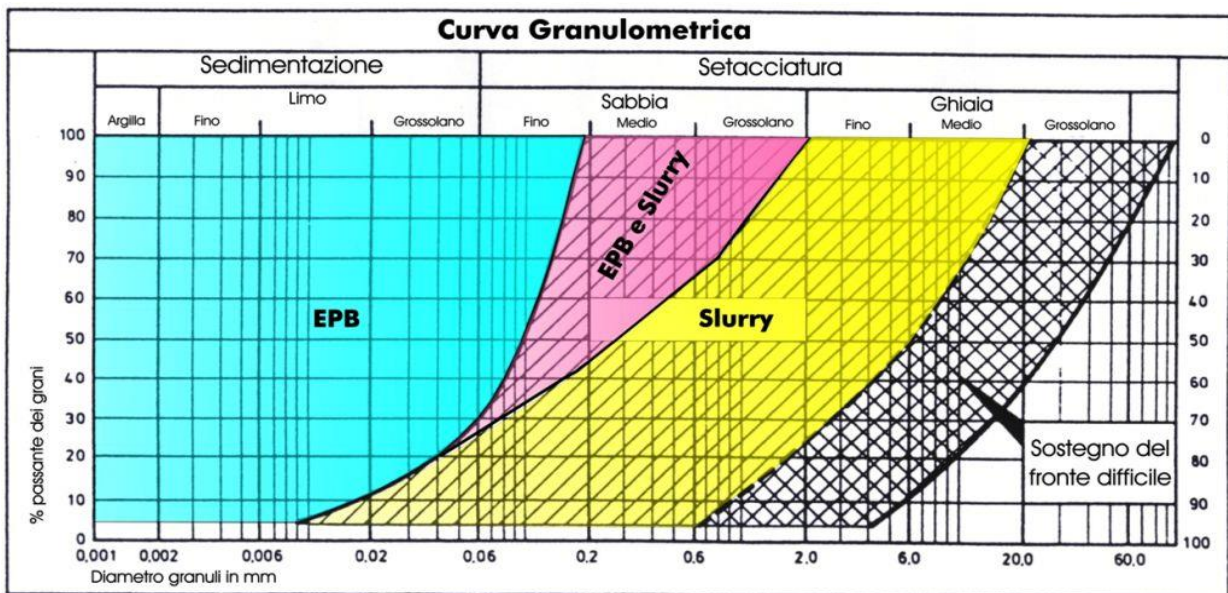


Figura 8 : scelta di una macchina in funzione della granulometria

In sintesi, le condizioni geologiche/geotecniche previste richiedono l'applicazione di una macchina di scavo di tipo scudato con le seguenti caratteristiche:

- Possibilità di effettuare sondaggi geognostici in avanzamento ed eventualmente trattamenti di stabilizzazione;
- Capacità di gestire e contrastare i fenomeni di convergenza;
- Capacità di scavo in formazioni geologiche diverse tra loro anche dal punto di vista geotecnico e litologico.

5.1 La TBM - specifiche tecniche generali

Il principio operativo degli scudi a "pressione di terra bilanciata" (EPB) si basa sull'utilizzo dello stesso terreno scavato quale mezzo per il sostegno del fronte, mentre la testa rotante porta utensili svolge unicamente una funzione di mezzo per lo scavo. Il terreno disgregato dalla testa fresante viene convogliato all'interno di una camera (camera di scavo) posta dietro la testa.

All'interno di tale camera esso viene mantenuto in pressione, attraverso un diaframma posteriore, dai martinetti di spinta dello scudo che trasferiscono quindi le pressioni di spinta, mediante il terreno nella camera di scavo, al fronte di scavo.

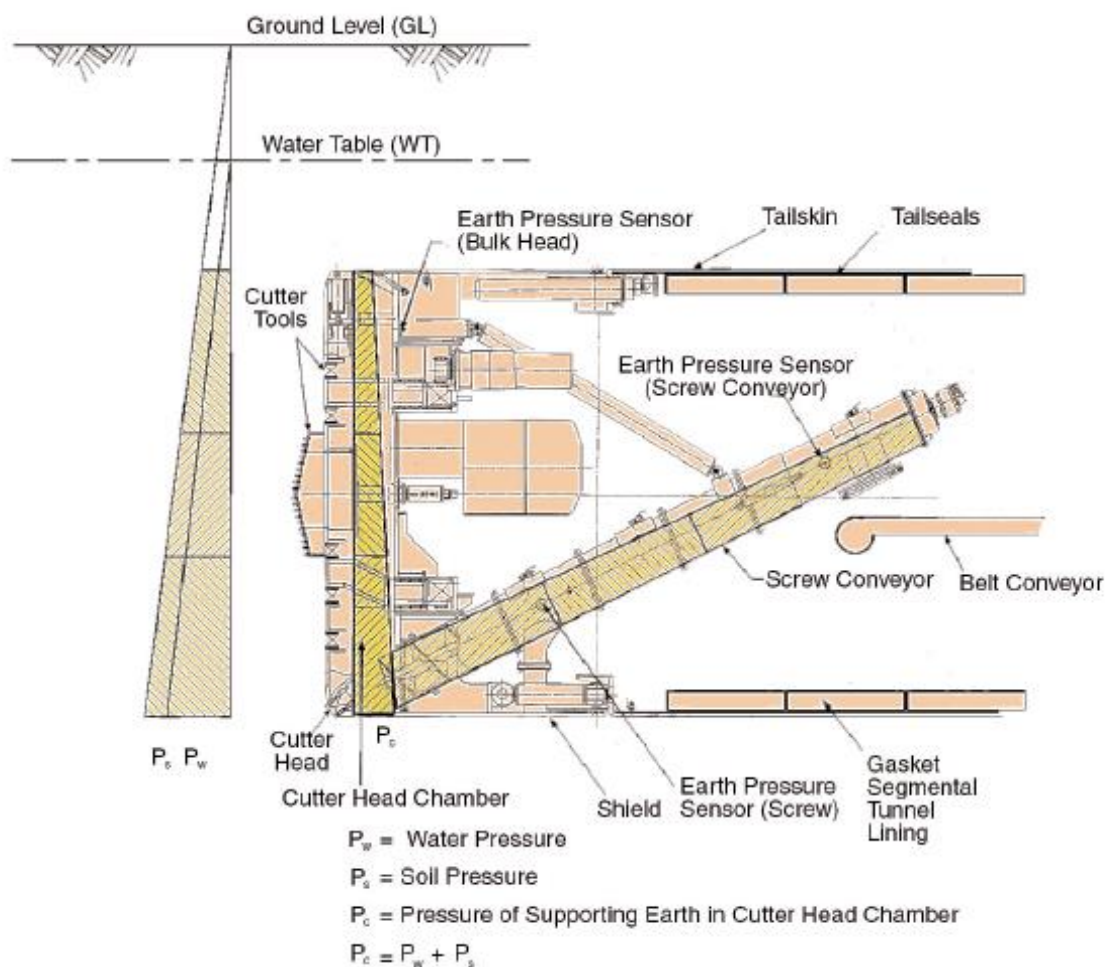


Figura 9 : principali componenti EPB-S

Il detrito di scavo viene rimosso dalla camera di scavo attraverso una coclea per poi essere trasportati in una vasca di smarino. La coclea è regolata in modo che la quantità di materiale estratto dalla camera sia equivalente a quella che vi entra attraverso la testa così da mantenere costante la pressione nella camera di scavo.

Al fine di fluidificare il terreno, viene iniettato un agente fluidificante tramite ugelli che si trovano sulla testa, all'interno della camera di scavo e all'interno della coclea.

La testa girando rimescola il fluido con il terreno formando uno strato di terreno fluidificato detto "cake". Il "cake", attraverso aperture poste sulla testa, passa in un vano chiuso da un diaframma posteriore, la camera di scavo, nella cui parte inferiore si inserisce la bocca della coclea.

Sul materiale fluido all'interno della camera di scavo si scaricano, attraverso il diaframma posteriore, le spinte dei martinetti principali. Tale materiale, reagendo in modo idrostatico, trasferisce la pressione sul fronte di scavo. Un set di pressostati verifica che la pressione della camera rimanga entro limiti predeterminati e calcolati sulla base del carico del terreno al fronte che è quindi sempre sostenuto da una pressione tale da assicurarne la stabilità. Per quanto detto la macchina deve essere condotta in modo tale che, operando sui pistoncini idraulici dello scudo e sulla velocità di scarico della coclea, la pressione esercitata riesca a controbilanciare, istante per istante, quella presente al fronte. Condizione fondamentale, affinché questa operazione avvenga in maniera regolare, è che il terreno asportato al fronte si muova uniformemente dalla camera di pressione al punto di scarico della coclea.

Da quanto sopra indicato si possono desumere i principi fondamentali del sistema di scarico a pressione bilanciata. Secondo questo metodo il terreno scavato deve essere spostato e scaricato continuamente attraverso la coclea, mantenendo in contemporanea una pressione sufficiente sul terreno al fronte di scavo. Operativamente quando la macchina avanza in modalità chiusa, deve mantenere completamente piena la camera in pressione, supportare il fronte e, nel contempo, smarinare.

Il metodo migliore per eseguire questa operazione è quello di controllare il volume del materiale teoricamente scavato e di quello realmente smarinato in modo che rimangano sempre uguali.

Lo scopo del metodo di scavo a pressione bilanciata è quello di stabilizzare il fronte di scavo con il terreno scavato, fornendo a quest'ultimo pressione sufficiente per controbilanciare la pressione in termini totali.

La macchina è inoltre caratterizzata da una "unità di backup" dove trovano sede tutti gli impianti ed i motori della camera unitamente alle attrezzature per la posa dei conci di rivestimento. I conci prefabbricati vengono infatti posti in opera da un erettore in modo che la macchina, mentre avanza, lascia dietro sé la galleria già rivestita. Nello scavo meccanizzato di gallerie ove il rivestimento viene realizzato con conci prefabbricati, esiste il problema legato allo spazio, di alcuni centimetri, che si viene a creare tra il profilo di scavo e l'estradosso del rivestimento, a causa dello spessore dello scudo e delle tolleranze di montaggio del rivestimento (gap anulare).

Quando lo scavo avviene in roccia o comunque in terreni coesivi con un tempo di autosostentamento dello scavo di almeno alcune ore, questo spazio anulare viene riempito con malte di iniezione o materiali adeguati (nel caso di gallerie drenanti), pompate attraverso appositi fori lasciati nei conci. Tale modalità non è invece possibile in terreni sciolti: in tal caso un qualunque extrascavo si tradurrebbe immediatamente in un assestamento del terreno con elevata perdita di volume e conseguenti cedimenti. Per questa ragione lo scudo dovrà avere un'attrezzatura (ugelli posti lungo la circonferenza della coda dello scudo) in grado di colmare lo spazio anulare tra scavo e rivestimento nel momento stesso in cui la macchina avanza lasciando lo spazio tra estradosso concio e scavo.

La macchina dovrà avere inoltre dispositivi necessari per permettere l'arretramento della testa dal fronte sia per la manutenzione degli utensili di taglio sia per sbloccare la testa dopo un blocco dello scavo.

In riferimento alle caratteristiche tipologiche della galleria di linea e ai risultati delle indagini geognostiche attualmente disponibili, è possibile fornire in via preliminare le seguenti caratteristiche/requisiti minimi che la TBM dovrà avere:

- Tipo di fresa: EPB con iniezione di schiuma e intasamento con malta bicomponente a tergo dei conci
- Diametro nominale testa di scavo: 10650 mm (ipotesi di riferimento)
- Lunghezza TBM: 10 m ca (da confermare in fase esecutiva)
- Lunghezza totale con back-up: 110 ÷ 130 m
- Peso totale (TBM + Back-up): 1500 ÷ 2000 t
- Coppia massima: 20000 ÷ 30000 kNm ca (da confermare in fase esecutiva)
- Pressione max di esercizio: 4-5 bar
- Spinta totale esercizio: ≥ 100000 kN ca
- Diametro esterno rivestimento: 10300 mm
- Diametro interno rivestimento: 9600 mm
- Lunghezza concio di rivestimento: 1.6 m

Le caratteristiche fornite devono essere intese come indicative, da tarare nelle successive fasi di progettazione in funzione dei risultati ottenuti dalle campagne di indagini integrative.

5.2 Anello di rivestimento

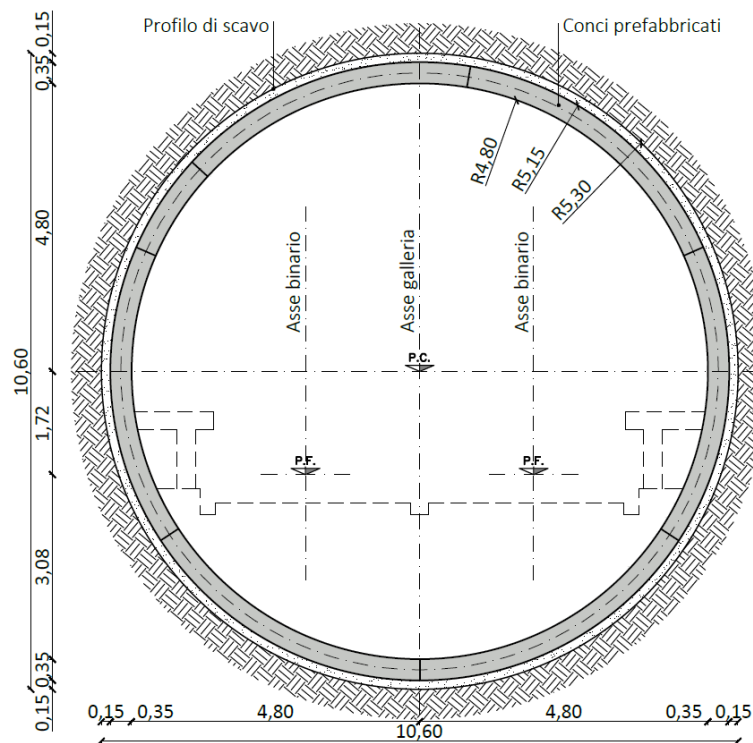
Il sostegno del terreno nella galleria scavata dalla fresa sarà interamente assicurato da conci in calcestruzzo armato.

L'anello di rivestimento presenta raggio interno pari a 4.80 m e spessore pari a 35 cm. L'anello di tipo universale è costituito da 6 conci più il concio di chiave. La lunghezza media del concio è pari a 1.4 m

La geometria di tali conci deve essere definita e realizzata con grande precisione affinché i giunti tra i medesimi a tenuta stagna, siano sempre e ovunque compressi con una pressione sufficiente ad impedire infiltrazioni d'acqua.

Per questi motivi i conci dovranno essere realizzati in stabilimento di prefabbricazione con casseforme metalliche di sufficiente rigidità per ottenere una precisione d'ordine millimetrico.

I conci dovranno prevedere postazioni per i mandrini e i tirafondi d'assemblaggio così come per i giunti di tenuta stagna. I giunti verticali o trasversali di volta e di stipite saranno secchi e realizzati, sul lato interno, tramite apposita scanalatura.



Dati tecnici

- Diametro esterno 10300mm
- Diametro interno 9600mm
- Spessore del concio prefabbricato 350mm
- Lunghezza media del concio 1400mm
- Anello:
 - Ogni anello consiste di:
 - n°7 Conci
 - n°19 connettori longitudinale (1 per il concio A e 3 per ciascuno dei conci B-C-D-E-F-G)
 - n°7 barre guida nei giunti radiali

Figura 10 : schema generale sezione tipo

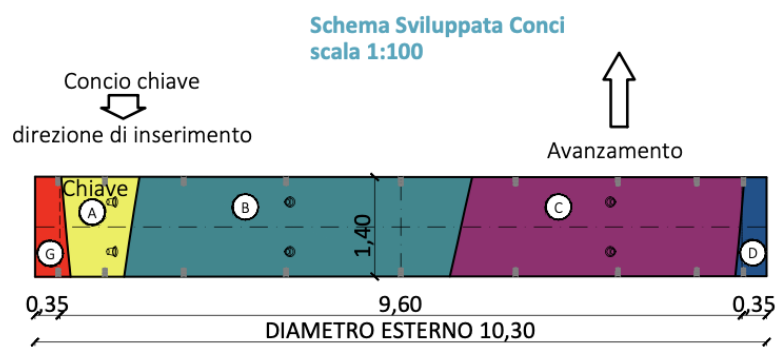
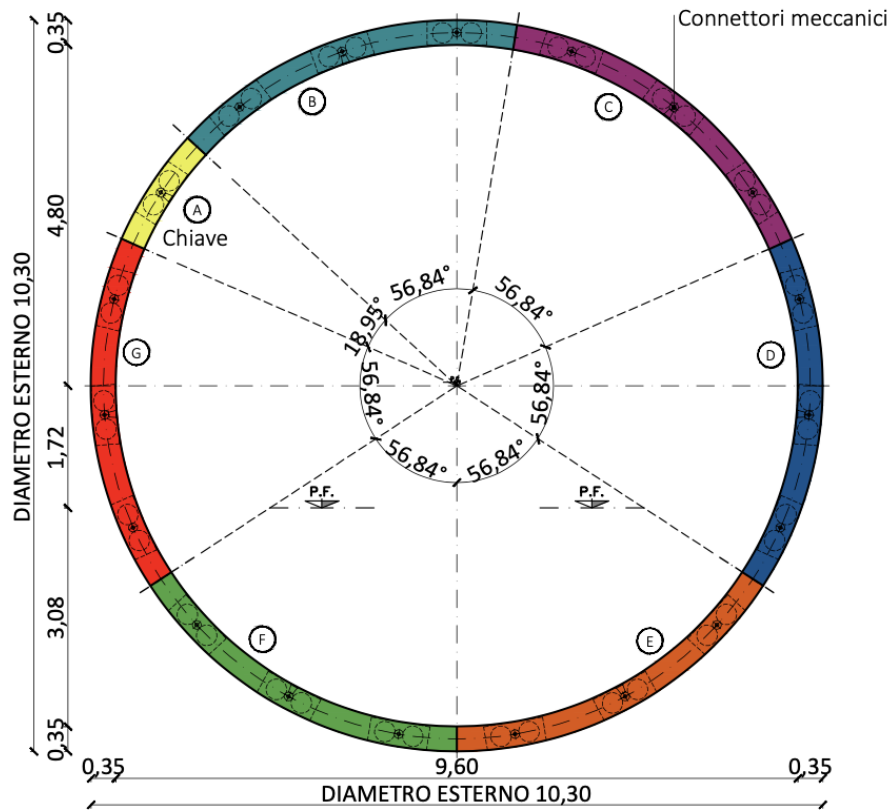


Figura 11 : schema anello universale

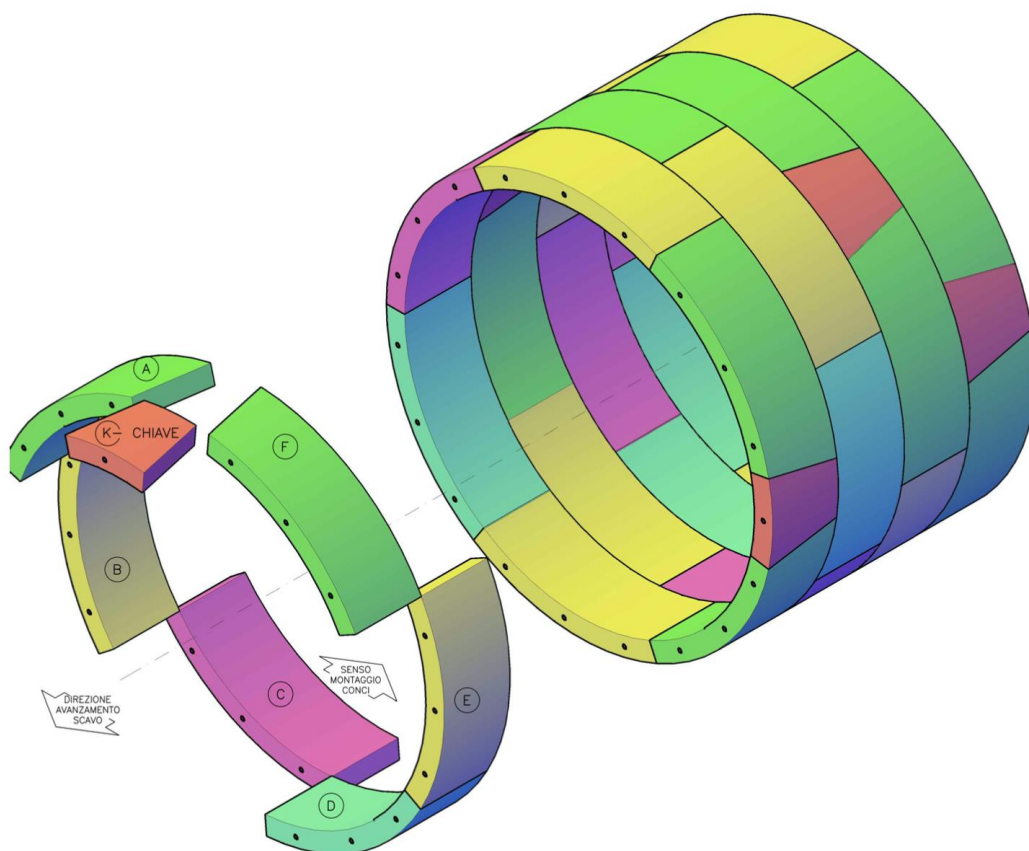


Figura 8 schema conci con anello universale

Nella tabella seguente sono riassunte le caratteristiche dei conci di rivestimento previste, le quali comprendono le indicazioni riguardanti il sistema di connessione sui giunti circolari, le barre guida e le guarnizioni di tenuta idraulica.

Tabella Materiali

Acciaio	
Armature	B450C Copriferro netto=4cm (al ferro strutturale piu' esterno)
Cls strutturale	Classe Rck >= 45 MPa Classe di esposizione XC2 Classe di consistenza S4 Diametro max aggregati 25mm Rapporto A/C <= 0.45 Quantità di cemento max 450 Kg/mc
Inserti	
Connettori meccanici	Resistenza pull-out > 90 KN Resistenza a taglio > 60 KN
Foro presa per erettore	Sistema vacuum
Barra guida	L=1000mm Ø=50mm
Guarnizione	In EPDM Tenuta idraulica >=5 bar (Offset >15mm, GAP >=6mm)
Microfibre in polipropilene	2 Kg/mc

5.3 Condizionamento

Il condizionamento del materiale di scavo rappresenta un elemento di fondamentale importanza nello scavo con macchine di tipo EPB, consentendo il conseguimento di importanti vantaggi, quali (Milligan, 2000):

riduzione dell'usura di tutte le parti meccaniche dello scudo a contatto con il materiale scavato (testa di scavo, utensili, sistema di smarino);

- miglioramento della stabilità del fronte, con conseguente beneficio del controllo delle subsidenze;
- miglior flusso di materiale scavato attraverso la testa di scavo;
- riduzione della potenza richiesta dalla testa di scavo;
- riduzione degli attriti e conseguente riduzione della temperatura all'interno della camera di scavo;
- trasformazione del materiale scavato in una massa plastica;
- miglioramento delle proprietà del terreno nella camera di scavo, con molteplici conseguenze:
 - maggior uniformità di pressione nella camera di scavo;

Mandataria

Mandanti

27

- miglior controllo delle venute di acqua attraverso la riduzione della permeabilità;
- minor rischio di formazione di grumi di terreno nella camera di scavo;
- miglioramento del controllo del materiale scavato nella coclea;
- semplicità nel maneggiamento del marino.

Per conseguire tali risultati positivi durante lo scavo di gallerie con EPB occorre una valutazione attenta sia della qualità degli additivi utilizzati, delle tipologie di condizionamento intese come proporzioni tra i diversi additivi e tra miscela finale e terreno, sia infine del comportamento del terreno additivato, in termini di impermeabilità, resistenza a taglio, consistenza, maneggiabilità, omogeneità.

Il dosaggio degli additivi dipende dal tipo dei terreni attraversati e può presentare problemi nel caso di brusche variazioni della granulometria e delle condizioni idrauliche, situazioni queste tipiche dei terreni che dovranno essere attraversati.

La testa di scavo deve poter effettuare l'iniezione di sostanze plastificanti come schiuma e polimeri mediante punti di iniezione indipendenti alimentati da linee di schiuma attraverso il giunto rotante al centro della testa di scavo.

Sulla parte posteriore della testa di scavo e sulla paratia di pressione sarà necessario prevedere bracci di miscelazione per aumentare la consistenza del materiale di scavo. L'iniezione può anche avvenire nella camera di scavo, attraverso i bracci miscelatori stazionari montati davanti alla paratia di pressione. Potranno essere previste linee aggiuntive per l'iniezione di acqua ad alta pressione per il condizionamento del terreno.

Al fine di ottenere un'indicazione preliminare della tipologia di condizionamento e delle sue finalità all'interno delle formazioni oggetto dello scavo, è possibile fare riferimento alle immagini fornite in seguito, le quali consentono inoltre di valutare, in funzione del fuso granulometrico, aspetti come:

1. Zone con possibile utilizzo di scudi aperti
2. Condizionamento principalmente dovuto all'adesività del terreno
3. Basso grado di condizionamento
4. Condizionamento dovuto all'abrasività del terreno
5. Zone non appropriate per l'utilizzo della tecnologia EPB

5.4 Intasamento a tergo del rivestimento

In ogni scavo di galleria con scudi meccanizzati e rivestimento con conci prefabbricati, rimane uno spazio tra la superficie interna dello scavo e l'estradosso del rivestimento prefabbricato. Questo spazio, dell'ordine di 10-15 cm di spessore, è dovuto sia allo spessore del manto dello scudo, sia alle tolleranze di montaggio del rivestimento.

Lo spazio anulare tra scavo e rivestimento, al fine di limitare assestamenti del terreno e relativa perdita di volume, viene intasato mediante pompaggio di miscele attraverso ugelli posti lungo la circonferenza della coda dello scudo, in contemporanea con l'avanzamento della macchina. La miscela in pressione contrasta così la tendenza del terreno ad assestarsi attorno al rivestimento prefabbricato.

Tale miscela è di tipo bicomponente, un sistema costituito da una boiaccia di acqua, cemento e bentonite (quest'ultima fondamentale per garantire l'omogeneità della miscela e per aumentarne l'impermeabilità), di consistenza super-fluida, stabilizzata per garantirne la lavorabilità per lungo tempo, alla quale viene aggiunto un additivo accelerante attivatore della presa direttamente durante l'iniezione dalla coda dello scudo TBM.

La miscela, dopo pochi secondi dall'aggiunta dell'accelerante (10-12 sec) assume la struttura di un gel a consistenza tissotropica e comincia a sviluppare resistenze meccaniche adeguate allo scopo.

Nel caso di impiego di miscele bicomponente superfluida, vengono privilegiate le resistenze a breve termine (tempo di installazione di qualche anello), mentre risultano poco significative le resistenze a lungo termine non apportando queste ultime alcun effetto sensibile sull'efficienza dell'intasamento.

La resistenza a 24 h e tempi successivi ha l'utilità solo di garantire la stabilità della miscela nel tempo.

Di seguito si riportano le caratteristiche minime richieste per la miscela di iniezione bicomponente prevista.

5.5 Analisi di predimensionamento del tunnel

Si seguito sono presentate le analisi propedeutiche ai predimensionamenti del tunnel di linea realizzato mediante TBM-EPBS.

In particolare saranno verificati gli stati deformativi e tensionali indotti dallo scavo in relazione alle coperture ed alle condizioni geologiche previste lungo il tracciato.

5.5.1 Metodi di calcolo utilizzati e criteri di analisi

I metodi di calcolo utilizzati per la verifica delle sezioni tipo della galleria naturali sono i seguenti:

- Metodo delle curve caratteristiche;
- Analisi di stabilità del fronte (metodi numerici in forma chiusa).

Nei paragrafi successivi della presente relazione verranno spiegate le ipotesi principali su cui si basano i metodi sopra elencati.

5.5.1.1 Il metodo delle Linee Caratteristiche (Amberg, Lombardi, 1974)

Il metodo delle Linee Caratteristiche si basa sull'ipotesi di assialsimmetria della geometria del cavo e dello stato tensionale intorno ad stesso. Nella situazione iniziale prima della costruzione di una galleria, l'ammasso roccioso è soggetto ad uno stato tensionale di compressione, che corrisponde in buona approssimazione al peso della roccia sovrastante (carico geostatico). Lo scavo della galleria determina una decompressione dell'ammasso, la cui entità è funzione delle modalità esecutive e della reazione che i sostegni messi in opera sono in grado di trasmettere alla roccia circostante. Se da un lato la decompressione dell'ammasso è desiderata in quanto diminuisce il carico finale sui rivestimenti, dall'altro essa genera una deformazione che tende a chiudere la cavità ("convergenza" del cavo), il che può indurre nei casi estremi un eccessivo detensionamento dell'ammasso ed un decadimento delle caratteristiche di resistenza della roccia, con lo sviluppo di deformazioni e plasticizzazioni eccessive che possono portare fino al crollo dello scavo.

Tale metodo risulta in generale valido nei casi in cui si ritenga lecito ipotizzare che l'andamento delle sollecitazioni indotte dallo scavo, sotto l'azione dell'ammasso roccioso, sia di tipo idrostatico; ciò si verifica generalmente per coperture almeno $H > 3D$ (D = diametro di scavo della galleria); valori di copertura inferiori conducono a un risultato poco rappresentativo dell'effettivo comportamento dell'ammasso roccioso.

La linea caratteristica del cavo è la rappresentazione della relazione funzionale tra la reazione dei sostegni (pressione di stabilizzazione) e la deformazione della roccia.

Nella Figura 9 è illustrato il modello di base per il calcolo delle linee caratteristiche. Si prende in considerazione un disco di roccia di dimensione infinita, con spessore unitario e disposto perpendicolarmente all'asse della galleria. Lo scavo della galleria può essere interpretato secondo questo modello come il passaggio progressivo dal disco integro al disco perforato.

Nella realtà, la determinazione del quadro tenso-deformativo nella zona del fronte di scavo è tipicamente un problema di natura tridimensionale. Di fatto, la costruzione della galleria influenza ogni componente tensionale o di deformazione, radiale, tangenziale e longitudinale. Tuttavia, lo studio del comportamento di una sezione trasversale all'asse della galleria, e dunque di un problema bidimensionale, presenta notevoli vantaggi per la comprensione dell'intero fenomeno. Considerando che la componente tensionale longitudinale interviene in maniera significativa solo nella zona del fronte, attraverso le linee caratteristiche si può rappresentare il passaggio graduale dallo stadio iniziale di un piano posto davanti al fronte di scavo fino a quello modificato di un piano successivo allo scavo.

Nella Figura 9 sono illustrate tre posizioni del disco di calcolo in rapporto alla posizione del fronte di scavo. Nella posizione A il disco rappresenta lo stato naturale σ_N : ogni punto del contorno del cavo è sottoposto alla pressione naturale in assenza di deformazioni. La condizione iniziale può essere interpretata nel modello del disco introducendo sul contorno del cavo una pressione fittizia pari alla pressione naturale σ_N . La posizione B illustra invece le condizioni del cavo in corrispondenza del fronte di scavo. Normalmente, se nella zona del fronte propriamente detta non si applicano accorgimenti di sostegno, la forza di stabilizzazione corrisponde alla reazione esercitata dal nucleo di roccia esistente davanti al fronte. Tale reazione (P_N) al massimo corrisponde alla resistenza del nucleo, in generale si considera un valore dimezzato di questa per tener conto della transitorietà della situazione al fronte (resistenza di mezzo nucleo).

Contrariamente alla situazione A dove le traiettorie delle tensioni longitudinali σ_z sono parallele all'asse della galleria, nella posizione B queste traiettorie risultano deviate, generando così un'azione di sostegno in corrispondenza del fronte. Nella figura a) è schematizzata una di queste traiettorie nella zona del fronte (zona B), le forze di deviazione sono favorevoli all'equilibrio e vanno considerate nel calcolo. La posizione C illustra infine il cavo nella zona della galleria già eseguita e sufficientemente distante dall'influsso del fronte di scavo. Le traiettorie delle tensioni longitudinali sono nuovamente parallele all'asse della galleria, e tornano indisturbate. Sul bordo della cavità si genera una pressione di stabilizzazione dovuta, per esempio, all'entrata in carico del rivestimento della galleria.

La Figura 9 illustra le linee caratteristiche e mostra il metodo di valutazione per la determinazione del carico agente sui sostegni. La curva 1 descrive l'andamento della deformazione di un punto sul bordo di scavo secondo il modello di calcolo sopra descritto, senza tenere conto dell'azione delle forze di deviazione in prossimità del fronte. Partendo dal punto A, che rappresenta lo stato naturale, e riducendo progressivamente la pressione di stabilizzazione, si genera una deformazione di convergenza radiale δ_r del contorno dello scavo verso l'interno del foro.

La curva 1 rappresenta la Linea Caratteristica della cavità. In un primo tratto la deformazione si sviluppa secondo le leggi dell'elasticità, e viene pertanto rappresentata da un tratto retto (A-D nel grafico). A partire da un certo punto in poi hanno luogo attorno alla cavità fenomeni di rottura e di plasticizzazione dell'ammasso roccioso, quindi l'aumento della deformazione avviene in modo più che proporzionale alla diminuzione della pressione interna di stabilizzazione (tratto plastico D-F).

In generale possono presentarsi due casi:

- La linea caratteristica interseca l'asse delle ordinate in un punto F, caratterizzato da deformazioni di valore finito. La cavità è allora teoricamente stabile anche in assenza di sostegni.
- Le deformazioni crescono indefinitamente al diminuire della pressione radiale, in tale caso la cavità non può essere stabile in assenza di sostegni.

Come già detto, la Linea Caratteristica della cavità descrive lo stato tenso-deformativo sul contorno del cavo senza tenere conto delle forze di deviazione delle tensioni longitudinali che si generano in corrispondenza del fronte. Introducendo nel calcolo tali forze di deviazione è possibile determinare la curva 2 che caratterizza il comportamento del cavo in corrispondenza del fronte (Linea Caratteristica del fronte). Riportando in ascissa il valore della resistenza di mezzo nucleo P_N , sulla curva 2 si determina il punto B che rappresenta, con una convergenza radiale δ_0 , le condizioni di equilibrio in corrispondenza del fronte di scavo. La convergenza radiale δ_0 non è facilmente misurabile in galleria in quanto si produce all'interno della roccia passando dalla situazione A alla situazione B.

Supponendo che un sostegno infinitamente rigido e perfettamente aderente al profilo di scavo possa essere messo in opera subito in corrispondenza del fronte di scavo, la convergenza radiale del cavo verrebbe bloccata al valore δ_0 e il punto E rappresenterebbe le condizioni di equilibrio finale tra l'ammasso roccioso e il rivestimento. In pratica però l'applicazione dei rivestimenti avviene ad una certa distanza dal fronte, e quindi la convergenza del cavo aumenta ancora fino a quando il rivestimento non è in grado di sviluppare la sua effettiva azione di sostegno.

Nella figura è rappresentato il caso più generale in cui la struttura di sostegno viene messa in opera ad una distanza 'a' dal fronte di scavo, nel momento in cui la deformazione radiale totale ha raggiunto un valore $\delta_1 > \delta_0$ (punto G). Noto il tipo di sostegno (e quindi la sua deformabilità), si può tracciare a partire dal punto G la linea caratteristica del rivestimento che è rappresentata nel disegno dalla curva 3. La differenza $(\delta_1 - \delta_0)$ rappresenta, nel caso più generale, il cosiddetto gioco di posa o di attivazione dei sostegni, e dipende dalla distanza dal fronte in cui il sostegno viene messo in opera, e dalle sue modalità di realizzazione. L'intersezione tra le due linee caratteristiche 1 e 3 determina il punto C che rappresenta le condizioni di equilibrio finale tra la roccia e la struttura di rivestimento, in corrispondenza della pressione di stabilizzazione P_R e della convergenza radiale totale δ_2 . Nella parte sinistra della Figura 9 b) sono rappresentate due curve che caratterizzano le deformazioni in funzione della distanza dal fronte. La curva 4 illustra l'andamento delle deformazioni fino a δ_3 nell'ipotesi di galleria non sostenuta, mentre la curva 5 illustra l'andamento delle deformazioni in seguito all'applicazione dei sostegni e al conseguente blocco delle deformazioni al valore δ_2 .

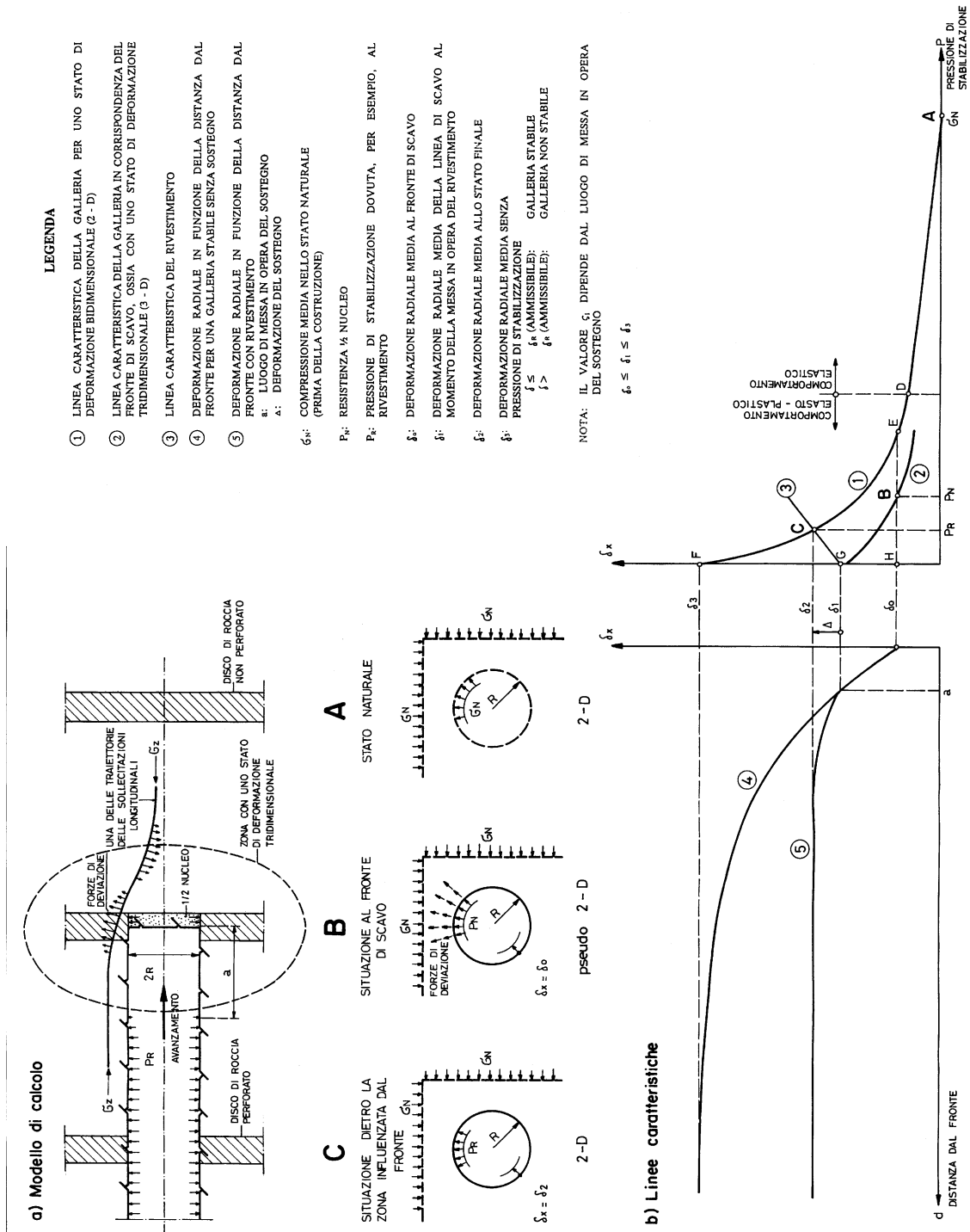


Figura 9 Metodo delle Linee Caratteristiche per il calcolo delle gallerie (Amberg – Lombardi, 1974)

5.5.1.2 Analisi della stabilità del fronte (Metodo di Tamez, 1997)

Si riporta nel seguito una breve sintesi di riepilogo del metodo adottato. In particolare, si farà riferimento alle formulazioni proposte da Tamez in “Diseno Geotecnico de Tuneles (1997)”, al quale si rimanda per ulteriori dettagli.

Il metodo dell’equilibrio limite proposto da Tamez tiene conto della riduzione dello stato di confinamento triassiale del nucleo di terreno oltre il fronte per mezzo di un meccanismo di rottura del tipo effetto volta, con il quale il volume di terreno gravante sulla corona della galleria è definito da un paraboloide, approssimato mediante tre solidi prismatici, come illustrato nelle figure seguenti.

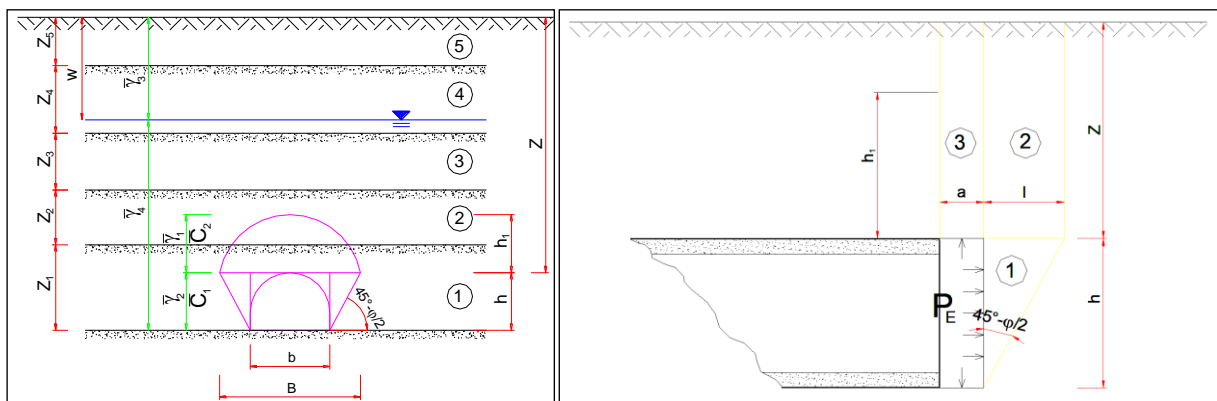


Figura 10 Schema proposto da Tamez

In questo modo si determinano le massime tensioni tangenziali che si possono sviluppare sulle facce di ogni prisma senza che avvengano scorrimenti (forze resistenti) e le forze di massa di ogni prisma (forze agenti). Il rapporto tra i momenti delle forze resistenti e delle forze agenti fornisce un coefficiente di sicurezza, denominato FSF (face security factor).

Il criterio per la valutazione delle condizioni di stabilità adottato consiste nel verificare che il minore tra i coefficienti di sicurezza ottenuti risulti superiore ad un valore minimo di riferimento. L’autore Tamez indica come riferimento FS>1.6 per materiali duttili e FS>2 per materiali fragili.

5.5.1.3 Analisi della stabilità del fronte (Broms e Bennermark, 1967)

Un secondo metodo per valutare la stabilità del fronte è basato sulla definizione del rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark (1967) in accordo con la seguente formulazione:

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma - \sigma_T}{c_u}$$

dove:

γ = peso dell'unità di volume del terreno

z = profondità dell'asse della galleria

σ_s = sovraccarico eventualmente presente in superficie

σ_t = eventuale pressione di sostegno applicata al fronte

c_u = resistenza al taglio, in condizioni non drenate, alla profondità della galleria.

Sulla base di prove di estrusione eseguite in laboratorio e d'osservazioni in sito, Broms e Bennermark (1967) hanno concluso che il valore del rapporto di stabilità critico N_c perché si manifesti il collasso è pari a circa 6. A conclusioni simili giunse Peck (1969).

Il rapporto di stabilità definito da Broms e Bennermark può ovviamente essere visto come un coefficiente di sicurezza, ma tenendo tuttavia in conto che un valore del rapporto di stabilità più elevato corrisponde ad un coefficiente di sicurezza più basso e pertanto il margine di sicurezza non è facilmente definibile.

La seguente tabella fornisce una indicazione della relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese (P.B. Attewell in Geddes, 1978).

N	Deformazioni
< 1	Trascurabili
1 – 2	Elastiche
2 – 4	Elasto-plastiche
4-6	Plastiche
> 6	Collasso

Tabella 3: Relazione fra il numero di stabilità e le deformazioni attese

5.5.1.4 Analisi della stabilità del fronte (Panet, 1990)

Il metodo convergenza-confinamento proposto da Panet permette di analizzare l'interazione fra l'ammasso roccioso ed il sostegno in funzione dell'avanzamento del fronte di scavo. La sua applicazione agli ammassi rocciosi a debole resistenza suppone la definizione di un mezzo continuo equivalente al quale attribuire un comportamento elastoplastico rammollente. In questi ammassi, lo scavo di una galleria situata a profondità tali da sviluppare la resistenza massima (gallerie profonde $H > 2D$), provoca elevate convergenze legate alla formazione di una zona decompressa attorno al cavo. Sotto queste ipotesi, il criterio di Panet consente di verificare le condizioni di stabilità del cavo in funzione del valore critico del tasso di deconfinamento (λ_e) del materiale (valore cui si manifestano le prime plasticizzazioni). Tale indice, in relazione al criterio di rottura di Mohr-Coulomb, è funzione del coefficiente di spinta passiva K_p e del fattore di stabilità N secondo l'equazione:

$$\lambda_e = \frac{1}{K_p + 1} \left[K_p - 1 + \frac{2}{N} \right]$$

Dove il parametro N è definito dalla seguente relazione:

$$N = \frac{2\sigma_z}{\sigma_c}$$

Nel caso di una galleria priva di rivestimento, se $N < 1$, non si raggiunge mai la resistenza massima dell'ammasso roccioso. Raggiunto il limite di rottura ($N > 1$) l'autore suggerisce i seguenti valori limite del tasso di deconfinamento, ai quali corrispondono determinate condizioni di stabilità del fronte:

- $\lambda_e < 1$ il fronte di scavo è stabile; le pressioni raggiungono il valore massimo di resistenza dell'ammasso a tergo del fronte;
- $0,3 < \lambda_e < 0,6$ il fronte di scavo è stabile a breve termine; al fronte di scavo le pressioni raggiungono il valore di resistenza massima prima in vicinanza del bordo poi verso il nucleo;
- $\lambda_e < 0,3$ il fronte di scavo instabile; il fronte di scavo è in condizioni di instabilità per cui necessita di interventi preventivi di consolidamento.

5.5.1.5 Analisi della stabilità del fronte (Anagnostou & Kovari, 1996)

Al fine di valutare mediante analisi di stabilità del fronte modelli che contemplassero gli effetti dell'instaurarsi del moto di filtrazione al fronte di scavo, oltre a quanto sopra sono state svolte analisi attraverso la soluzione analitica di Anagnostou – Kovari (1996 – Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields). La soluzione proposta consente di determinare l'entità della contropressione da imporre al fronte di scavo, espressa in tensioni efficaci, necessaria alla stabilizzazione del medesimo nella particolare condizione in cui interviene un moto di filtrazione stazionario alimentato da un acquifero con dato valore di battente idrico. Il rivestimento della galleria è, nelle ipotesi del modello teorico sviluppato, assunto impermeabile.

Il valore della pressione di sostegno da applicare al fronte in presenza di moti di filtrazione (o meno) fa riferimento al meccanismo di scivolamento rappresentato in Figura 11.

La relazione analitica per il calcolo della pressione efficace è la seguente:

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

Gli autori propongono il ricorso a specifici nomogrammi per la determinazione dei Coefficienti F , da definirsi in relazione alla particolare geometria del problema (dimensione dello scavo, copertura e battente idraulico in calotta). I nomogrammi esprimono difatti la sintesi di analisi numeriche parametriche implementate su modelli FEM tridimensionali del fronte, considerando il completo accoppiamento idro-meccanico per la determinazione dello stato tenso-deformativo.

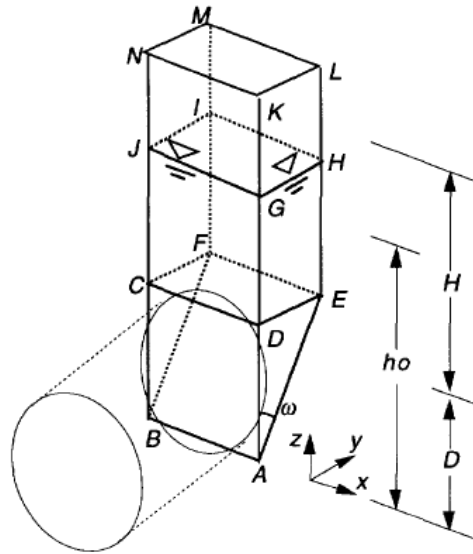


Figura 11 Meccanismo di scivolamento di riferimento - Anagnostou e Kovari (1996)

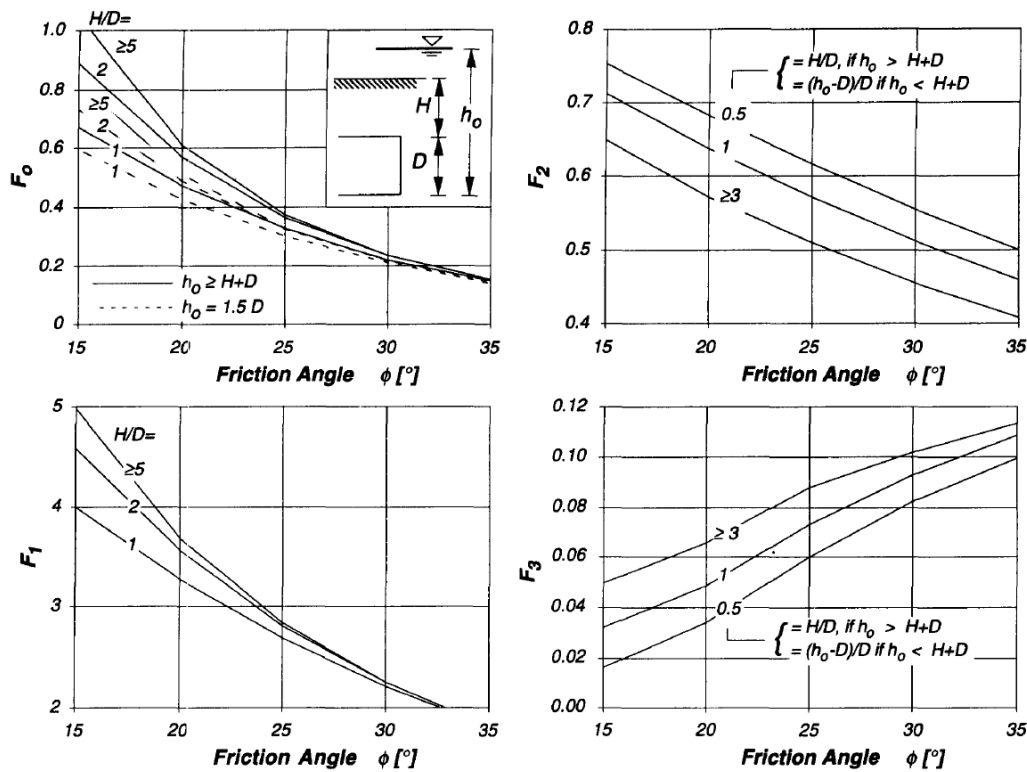


Figura 12 Nomogrammi e schema del cinematismo critico al fronte, Criterio di Stabilità in presenza di moti di filtrazione al fronte di scavo di Anagnostou e Kovari (1996)

5.5.2 Fase di diagnosi - previsione del comportamento allo scavo

L'apertura di una cavità in un materiale caratterizzato da un campo di tensioni naturali preesistente indisturbato, dovuto essenzialmente a carichi litostatici, porta ad una generale redistribuzione degli sforzi, sia in direzione trasversale che longitudinale, con conseguente incremento delle tensioni al contorno della galleria e già oltre il fronte di scavo.

Si genera così un nuovo campo tensionale che tende a far evolvere l'ammasso intorno al cavo verso una nuova situazione di equilibrio diversa da quella naturale, dando luogo a fenomeni deformativi.

Sulla base delle conoscenze dei terreni interessati dalle gallerie, è possibile, elaborando anche le esperienze maturate in lavori analoghi, svolgere delle previsioni sul comportamento dei terreni allo scavo al fine di definire gli interventi di stabilizzazione e gli schemi di avanzamento. Queste previsioni sono strettamente connesse con lo studio dello stato tenso-deformativo instauratosi nell'ammasso al contorno della galleria e indotto dalle operazioni di scavo.

La previsione delle modalità di avanzamento in sotterraneo è stata principalmente condotta secondo l'approccio del "Metodo per l'Analisi delle Deformazioni Controllate nelle Rocce e nei Suoli (ADECO-RS)". Sulla base dei dati raccolti in fase di studio geologico e di caratterizzazione geomeccanica degli ammassi da attraversare, sono state effettuate le previsioni di comportamento tenso-deformativo della galleria in assenza di interventi ed in particolare modo la previsione sul "comportamento deformativo del fronte di scavo", il quale riveste notevole importanza nella definizione delle condizioni di stabilità, a breve e lungo termine, e degli interventi più idonei per garantirle. Il comportamento del fronte è principalmente condizionato da:

- le caratteristiche di resistenza e deformabilità dell'ammasso connesse con le varie strutture geologiche che interessano le gallerie;
- il comportamento del materiale nel breve e lungo termine: rigonfiamento, squeezing, fluage e rilasci tensionali;
- i carichi litostatici corrispondenti alle coperture in gioco;
- la forma e le dimensioni della sezione di scavo;
- lo schema di avanzamento e la tipologia dello scavo.

Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere sostanzialmente di tre tipi: "stabile", "stabile a breve termine" e "instabile", come di seguito brevemente illustrato.

CATEGORIA A: Galleria a fronte stabile. In questo caso lo stato tensionale al contorno della cavità in prossimità del fronte si mantiene in campo prevalentemente elastico, i fenomeni deformativi osservabili sono di piccola entità e tendono a esaurirsi rapidamente. Il comportamento del cavo è stabile.

CATEGORIA B: Galleria a fronte stabile a breve termine. Questa condizione si verifica quando lo stato tensionale indotto dall'apertura della cavità supera la resistenza del mezzo al fronte, il

quale si allontana progressivamente dal campo elastico per passare in campo plastico. I fenomeni deformativi connessi con la redistribuzione delle tensioni possono produrre nell'ammasso una riduzione delle caratteristiche di resistenza dell'ammasso, con decadimento verso i parametri di resistenza residui. La deformazione indotta dallo scavo può essere controllata con adeguati interventi al fronte e/o di consolidamento al contorno del cavo, in tal modo si fornisce l'opportuno contenimento all'ammasso che può così mantenersi in condizioni di stabilità.

CATEGORIA C: Galleria a fronte instabile. In questo caso l'instabilità progressiva del fronte di scavo è attribuibile ad un'accentuazione dei fenomeni deformativi in campo plastico, che risultano immediati e rilevanti, manifestandosi oltre il fronte stesso ancora prima che avvenga lo scavo. Tali deformazioni producono un incremento della zona dell'ammasso decompressa in corrispondenza del fronte, dove si sviluppa la progressiva plasticizzazione dell'ammasso.

Da un punto di vista pratico, una volta individuate le sezioni rappresentative del tracciato in funzione dei litotipi attraversati e delle diverse coperture riscontrate lungo il tracciato (rappresentate in Figura 13, Figura 14 e Figura 15 e riassunte in Tabella 4) si procede alla determinazione del comportamento dell'ammasso allo scavo attraverso delle analisi semplificate. In questa prima fase si considera il cavo in condizioni intrinseche, cioè in assenza di interventi e/o senza alcuna pressione applicata al fronte, e si valutano le condizioni di stabilità secondo la classificazione sopra riportata.

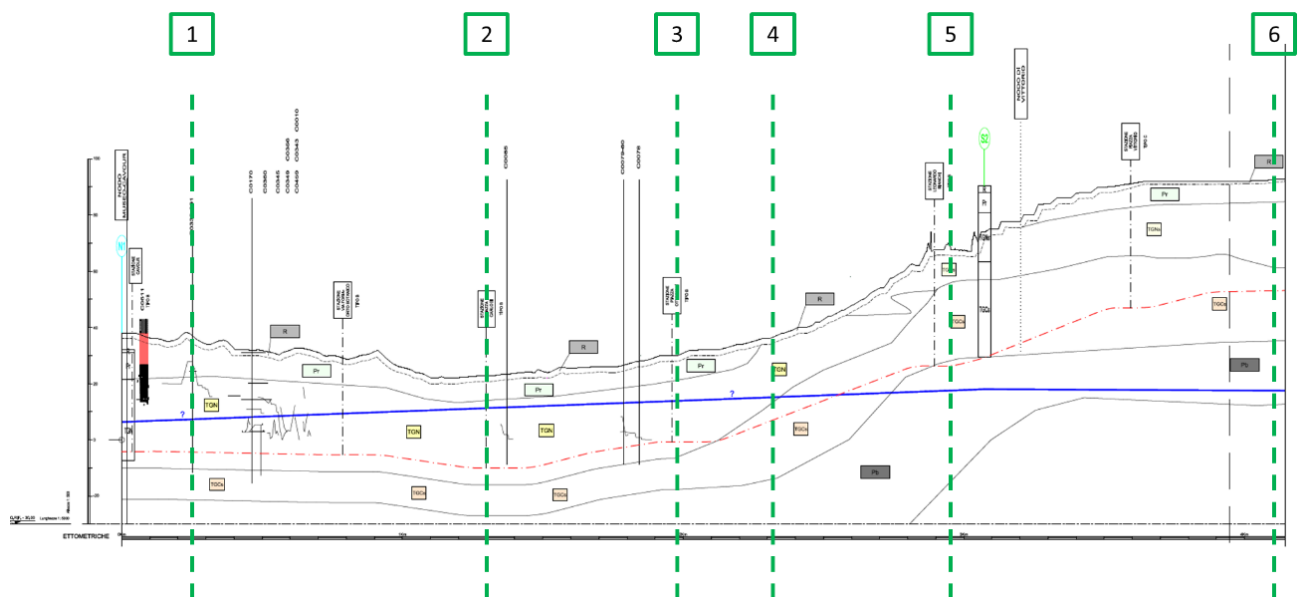


Figura 13: Profilo Geologico - Sezioni 1-6

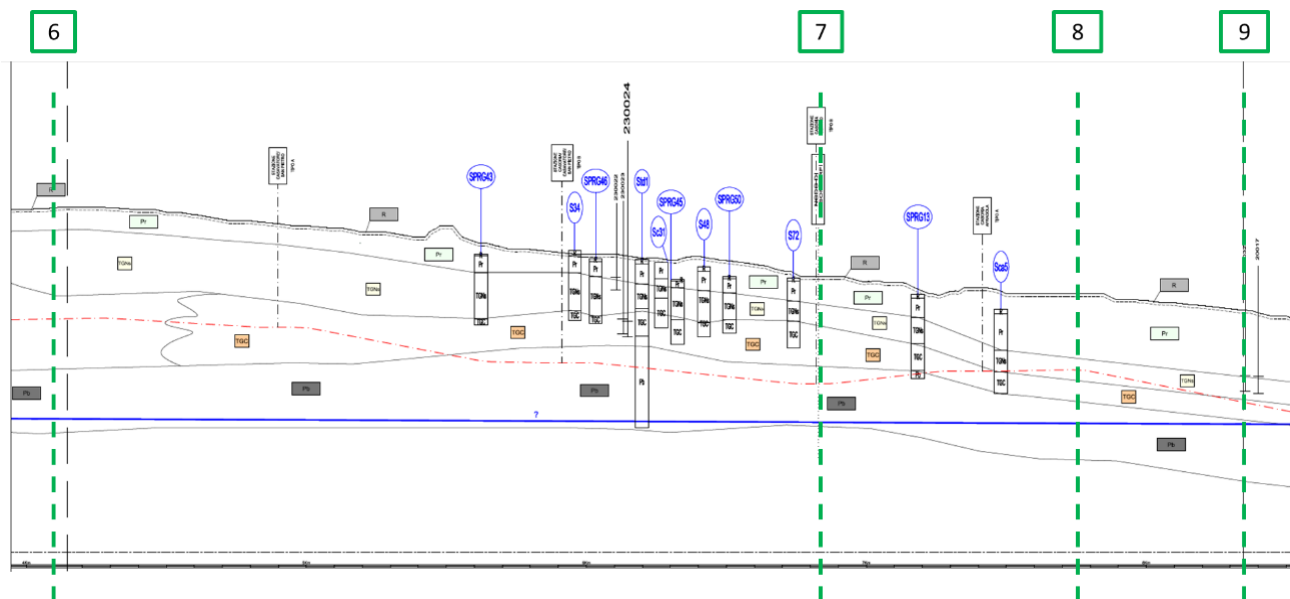


Figura 14: Profilo Geologico - Sezioni 6-9

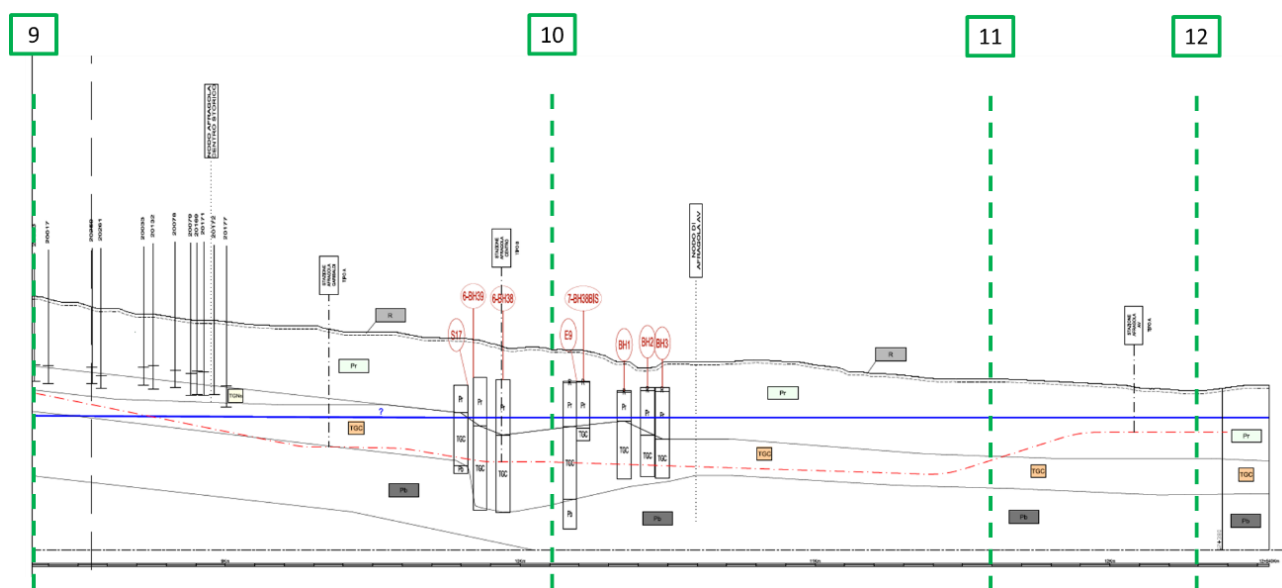


Figura 15: Profilo Geologico - Sezioni 9-12

Nella seguente tabella vengono riassunte le sezioni di analisi indicate nelle precedenti figure.

Mandataria

Mandanti

40

SEZIONI DI ANALISI				
Sezioni	H _{calotta} (m)	H _w da calotta	D (m)	Formazione
1	34	5	10.6	TGN
2	26	15	10.6	TGN
3	24	8	10.6	TGN
4	23	2	10.6	TGN, TGCs
5	34	-	10.6	TGCs, Pb
6	32	-	10.6	TGCs
7	31	-	10.6	TGC, Pb
8	20	-	10.6	Pr, TGNs
9	26	-	10.6	TGNs, TGC
10	31	8	10.6	TGC
11	20	7	10.6	Pr, TGC
12	7	-	10.6	Pr

Tabella 4: Sezioni di analisi

Gli strumenti numerici adottati sono:

- Metodo delle Linee Caratteristiche;
- Analisi di stabilità del fronte (metodi di analisi empirici in forma chiusa).

In realtà la soluzione tecnologica costruttiva di scavo meccanizzato prevede l'utilizzo TBM scudata a piena sezione (Tunnel Boring Machine), la quale è capace di stabilizzare il fronte di scavo mediante l'applicazione di una pressione al fronte. Immediatamente dopo lo scavo, via via che la macchina avanza, vengono installati gli anelli in calcestruzzo armato che costituiscono il rivestimento interno di galleria, che avrà funzione sia di supporto di prima fase che di struttura definitiva. Il vuoto anulare esistente tra il rivestimento ed il terreno verrà riempito attraverso un'iniezione a pressione di malta cementizia realizzata attraverso lo scudo della TBM.

La condizione di confinamento continuo e quindi di stabilità saranno sempre garantite, ove non garantite già in condizioni intrinseche, in quanto:

- il fronte sarà stabilizzato direttamente dalla macchina di scavo mediante l'applicazione di una pressione;
- il cavo sarà sempre sostenuto prima dallo scudo della TBM e poi dal rivestimento in conci prefabbricati con l'interposizione di una malta cementizia posata a pressione.

Tramite il Metodo delle Linee Caratteristiche si riesce a cogliere approssimativamente l'entità delle sollecitazioni e delle convergenze nel rivestimento definitivo, che permettono di predimensionare gli interventi di sostegno e di individuare le sezioni di galleria maggiormente critiche da sottoporre ad analisi più accurate.

5.5.2.1 Analisi con linee caratteristiche

Sono state condotte le analisi al variare della formazione attraversata in funzione delle coperture di progetto, limitando le analisi per sezioni di galleria con valori di copertura superiori a 3 diametri, al di sotto dei quali i risultati ottenuti con tale metodo risultano poco rappresentativi. Le analisi in fase di diagnosi sono state condotte considerando un diametro pari a 10.6 m. La determinazione della classe di comportamento è stata condotta facendo riferimento ai parametri riportati nella seguente Tabella 5.

CATEGORIA A	CATEGORIA B	CATEGORIA C
Fronte stabile	Fronte stabile a breve termine	Fronte instabile
$u_f \leq 0.5\% R_{scavo}$	$1\% R_{scavo} \leq u_f \leq 1.5\% R_{scavo}$	$u_f > 1.7\% R_{scavo}$
$R_{pf} \leq 1.1 R_{scavo}$	$1.5 R_{scavo} \leq R_{pf} \leq 2 R_{scavo}$	$R_{pf} > 2.5 R_{scavo}$

Tabella 5: Coefficienti di sicurezza adottati per la definizione della categoria di comportamento

Nelle tabelle di seguito vengono sintetizzati i parametri geomeccanici adottati ai fini delle analisi mediante il metodo delle linee caratteristiche. Per quanto riguarda il litotipo TGN, si è scelto di considerare, cautelativamente, un decadimento del 20% delle caratteristiche di resistenza e di rigidezza pari a:

$$c'_{residuo} = 0.8 c'_{picco}$$

$$\tan\phi'_{residuo} = 0.8 \tan\phi'_{picco}$$

$$E_{residuo} = 0.8 E_{picco}$$

SEZIONE	FORMAZIONE	H _{centro} (m)	γ (kN/m ³)	c_p' (kPa)	ϕ_p' (°)	Ep (Mpa)
1	TGN	39	17	800	27	1500
5	Pb	39	17	5	37	1200
				5	37	300
	TGCs	39	17	0	41	1800
				15	35	1800
				0	41	120
				15	35	120
6	TGCs	39	17	0	41	1800
				15	35	1800
				0	41	120
				15	35	120
10	TGC	36	17	50	35	4500
				20	37	4500
				50	35	700
				20	37	700

Tabella 6: Sintesi dei parametri geomeccanici utilizzati per il calcolo delle linee caratteristiche

Risultati

In Tabella 7 vengono riportati i principali risultati ottenuti mediante il metodo delle linee caratteristiche in assenza di interventi.

SEZIONE	FORMAZIONE	H_centro (m)	γ (kN/m ³)	c_p' (kPa)	ϕ_p' (°)	Ep (Mpa)	u_{fronte} (cm)	$u_{max,LT}$ (cm)	uf/R	Rpf/R	COMPORTAMENTO FRONTE [uf/R]	COMPORTAMENTO FRONTE [Rpf/R]
1	TGN	39	17	800	27	1500	0.0	0.0	0%	1	A	A
5	Pb	39	17	5	37	1200	1.1	3.6	0.20%	1.84	A	B
				5	37	300	4.2	14.5	0.79%	1.84	A/B	B
	TGCs	39	17	0	41	1800	2.9	12.5	0.54%	3.4	A/B	C
				15	35	1800	0.4	1.4	0%	1.53	A	B
				0	41	120	43.3	187.9	8.16%	3.4	C	C
6	TGCs	39	17	15	35	120	6.5	20.8	1.22%	1.53	B	B
				0	41	1800	2.7	11.6	0.51%	3.37	A/B	C
				15	35	1800	0.4	1.3	0.08%	1.51	A	B
				0	41	120	40.2	173.4	7.58%	3.37	C	C
10	TGC	36	17	15	35	120	6.0	19.0	1.13%	1.51	B	B
				50	35	4500	0.1	0.2	0.02%	1.14	A	A/B
				20	37	4500	0.1	0.3	0.02%	1.33	A	A/B
				50	35	700	0.5	1.3	0.10%	1.14	A	A/B
				20	37	700	0.8	2.2	0.14%	1.33	A	A/B

Tabella 7: Risultati Linee Caratteristiche - Comportamento del fronte

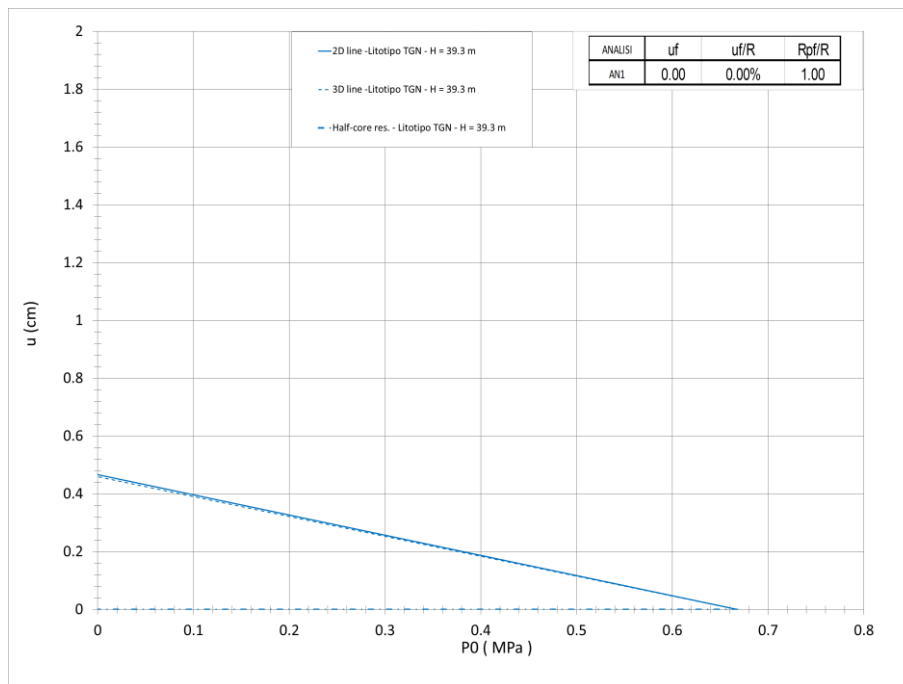


Figura 16: Sezione 1 - Linee caratteristiche – TGN

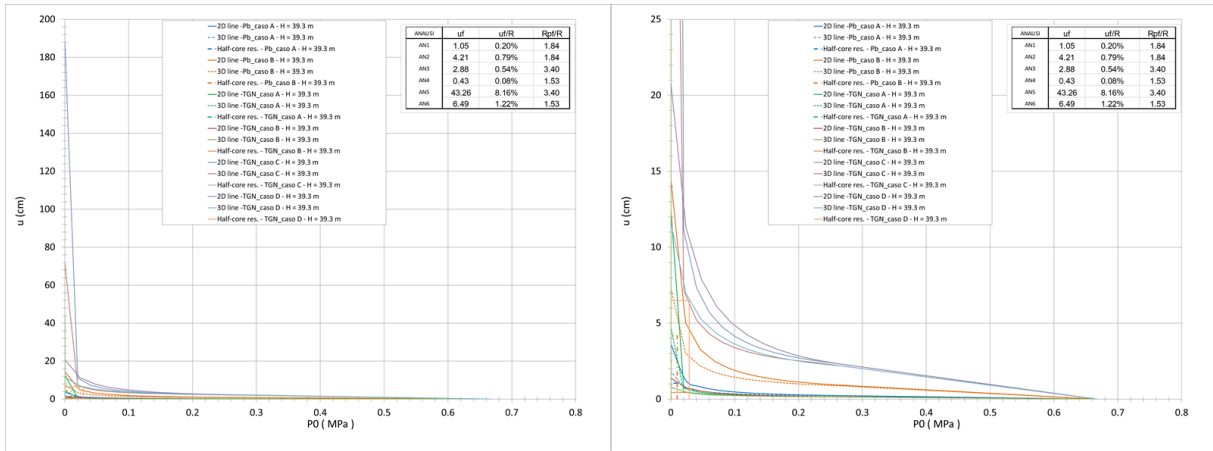


Figura 17: Sezione 5 - Linee caratteristiche – Pb e TGN (immagine b di dettaglio)

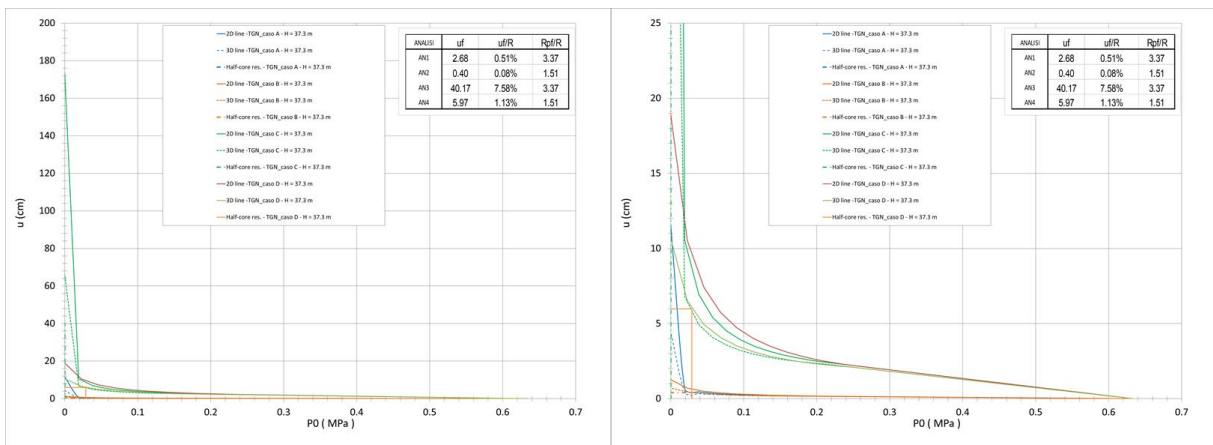


Figura 18: Sezione 6 - Linee caratteristiche – TGCs (immagine b di dettaglio)

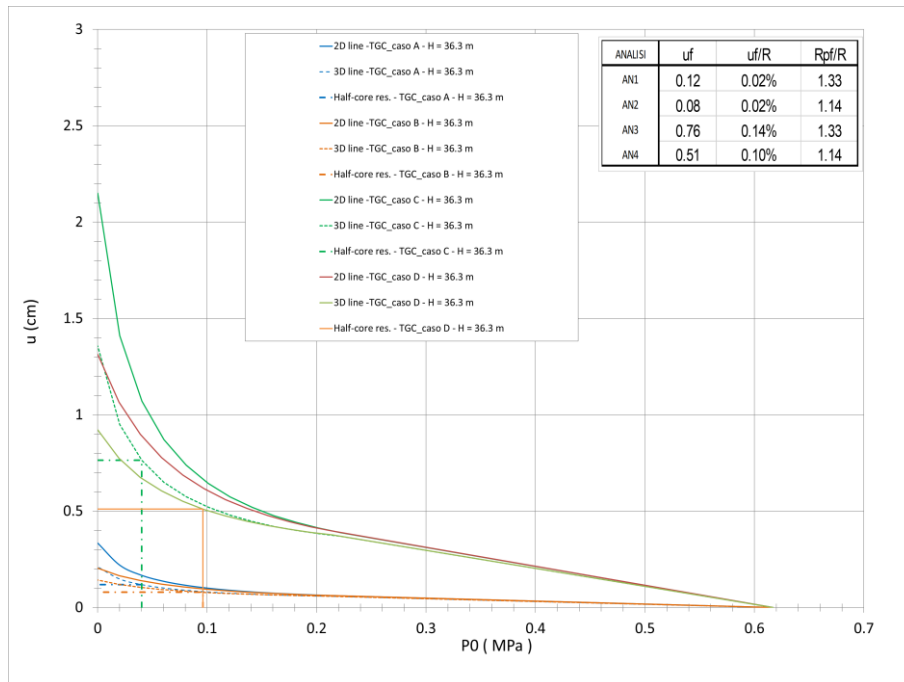


Figura 19: Sezione 10 - Linee caratteristiche – TGC

5.5.2.2 Analisi di stabilità del fronte

Sono state condotte le analisi per la verifica della stabilità del fronte al variare della formazione attraversata in funzione delle coperture di progetto, complessivamente variabili tra 5 e 35 m (quota calotta).

Le analisi in fase di diagnosi sono state condotte impiegando valori medi di sagoma di scavo, corrispondenti ad un'area di scavo, per la sezione standard, pari a 88.2 m² circa, una larghezza media della base della galleria di 10.6 m, un'altezza della sezione di scavo pari a 10.6 m ed un raggio medio di scavo pari a 5.3 m.

I fattori di sicurezza adottati ai fini dell'individuazione delle categorie di comportamento sono riportati nella tabella seguente.

METODO DI ANALISI	CATEGORIA A	CATEGORIA B	CATEGORIA C
	Fronte stabile	Fronte stabile a breve termine	Fronte instabile
TAMEZ (1985)	Min (FSF, FS ₃) > 2.5	1.5 ≤ Min (FSF, FS ₃) ≤ 2.5	Min (FSF, FS ₃) ≤ 1.5
PANET (1990)	λ _e ≥ 0.6	0.3 ≤ λ _e ≤ 0.6	λ _e ≤ 0.3

Tabella 8: Coefficienti di sicurezza adottati per la definizione della categoria di comportamento

Parametri di calcolo

Per i parametri utilizzati in fase di calcolo si rimanda alla tabella riportata in precedenza.

Risultati

Di seguito vengono riportati i principali risultati delle analisi di stabilità del fronte in assenza di interventi, condotte secondo i metodi analitici presentati in precedenza.

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Tamez											
Sezione	H_calotta (m)	D _{eq} (m)	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	SF _g	SF _c	SF _f	SF _{min}	Stabilità del Fronte
1	34	10.6	TGN	17	800	27	13.8	38.7	14.8	13.8	STABILE
2	26	10.6	TGN	17	800	27	14.6	42.6	15.6	14.6	STABILE
3	24	10.6	TGN	17	800	27	15.9	42.2	17.0	15.9	STABILE
4a	23	10.6	TGN	17	800	27	12.6	54.0	14.1	12.6	STABILE
			TGCs	17	15	35					
4b	23	10.6	TGN	17	800	27	13.3	54.1	15.1	13.3	STABILE
			TGCs	17	0	41					
5a	34	10.6	TGCs	17	0	41	0.7	3.2	0.9	0.7	INSTABILE
			Pb	17	5	37					
5b	34	10.6	TGCs	17	15	35	0.9	3.8	1.0	0.9	INSTABILE
			Pb	17	5	37					
6a	32	10.6	TGCs	17	15	35	0.8	3.1	0.9	0.8	INSTABILE
6b	32	10.6	TGCs	17	0	41	0.7	3.1	0.8	0.7	INSTABILE
7a	31	10.6	TGC	17	20	37	0.8	3.5	0.9	0.8	INSTABILE
			Pb	17	5	37					
7b	31	10.6	TGC	17	50	35	0.9	4.3	1.1	0.9	INSTABILE
			Pb	17	5	37					
8	20	10.6	Pr	17	0	34	0.1	0.7	0.2	0.1	INSTABILE
			TGNs	17	0	35					
9a	26	10.6	TGNs	17	0	35	0.8	2.2	0.9	0.8	INSTABILE
			TGC	17	50	35					
9b	26	10.6	TGNs	17	0	35	0.5	2.2	0.6	0.5	INSTABILE
			TGC	17	20	37					
10a	31	10.6	TGC	17	50	35	1.6	3.4	1.7	1.6	STABILE A BREVE TERMINE
10b	31	10.6	TGC	17	20	37	0.9	3.1	1.0	0.9	INSTABILE
11a	20	10.6	Pr	17	0	34	0.3	0.7	0.3	0.3	INSTABILE
			TGC	17	20	37					
11b	20	10.6	Pr	17	0	34	0.3	0.7	0.3	0.3	INSTABILE
			TGC	17	50	35					
12	7	10.6	Pr	17	0	34	0.0	0.0	0.0	0.0	INSTABILE

Tabella 9: Diagnosi - Stabilità del fronte – Metodo di Tamez

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Panet, Broms & Bennemark							
Sezione	Formazione	c' (kPa)	φ (°)	H_centro (m)	Stability Ratio (-)	Stabilità del Fronte (Panet)	Stabilità del Fronte (Broms & Bennemark)
1	TGN	800	27	39	0.60	stabile	deformazioni trascurabili
2	TGN	800	27	31	0.50	stabile	deformazioni trascurabili
3	TGN	800	27	29	0.50	stabile	deformazioni trascurabili
4a	TGCs	0	41	28	0.66	stabile	collasso
4b	TGCs	15	35	28	0.59	stabile breve termine	collasso
5a	Pb	5	37	39	0.61	stabile	collasso
5b	TGCs	0	41	39	0.66	stabile	collasso
5c	TGCs	15	35	39	0.59	stabile breve termine	collasso
6a	TGCs	0	41	37	0.66	stabile	collasso
6b	TGCs	15	35	37	0.59	stabile breve termine	collasso
7	Pb	5	37	36	0.61	stabile	collasso
8a	TGNs	0	35	25	0.58	stabile breve termine	collasso
8b	Pr	0	34	25	0.56	stabile breve termine	collasso
9a	TGC	50	35	31	0.64	stabile	collasso
9b	TGC	20	37	31	0.63	stabile	collasso
9c	TGNs	0	35	31	0.57	stabile breve termine	collasso
10a	TGC	50	35	36	0.63	stabile	collasso
10b	TGC	20	37	36	0.62	stabile	collasso
11a	TGC	50	35	25	0.65	stabile	deformazioni plastiche
11b	TGC	20	37	25	0.63	stabile	collasso
11c	Pr	0	34	25	0.56	stabile breve termine	collasso
12	Pr	0	34	12	0.56	stabile breve termine	collasso

Tabella 10: Diagnosi - Stabilità del fronte – Metodi di Panet e di Broms & Bennemark

ANALISI STABILTA' DEL FRONTE - FASE DI DIAGNOSI - Anagnostou & Kovari							
Sezione	H_calotta (m)	D _{eq} (m)	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	Comportamento
1	34	10.6	TGN	17	800	27	STABILE
2	26	10.6	TGN	17	800	27	STABILE
3	24	10.6	TGN	17	800	27	STABILE
4a	23	10.6	TGN	17	800	27	STABILE
			TGCs	17	15	35	
4b	23	10.6	TGN	17	800	27	STABILE
			TGCs	17	0	41	
5a	34	10.6	TGCs	17	0	41	INSTABILE
			Pb	17	5	37	
5b	34	10.6	TGCs	17	15	35	INSTABILE
			Pb	17	5	37	
6a	32	10.6	TGCs	17	15	35	INSTABILE
6b	32	10.6	TGCs	17	0	41	INSTABILE
7a	31	10.6	TGC	17	20	37	INSTABILE
			Pb	17	5	37	
7b	31	10.6	TGC	17	50	35	STABILE
			Pb	17	5	37	
8	20	10.6	Pr	17	0	34	INSTABILE
			TGNs	17	0	35	
9a	26	10.6	TGNs	17	0	35	INSTABILE
			TGC	17	50	35	
9b	26	10.6	TGNs	17	0	35	INSTABILE
			TGC	17	20	37	
10a	31	10.6	TGC	17	50	35	INSTABILE
10b	31	10.6	TGC	17	20	37	INSTABILE
11a	20	10.6	Pr	17	0	34	INSTABILE
			TGC	17	20	37	
11b	20	10.6	Pr	17	0	34	INSTABILE
			TGC	17	50	35	
12	7	10.6	Pr	17	0	34	INSTABILE

Tabella 11: Diagnosi - Stabilità del fronte – Metodo di Anagnostou & Kovari

5.5.3 Fase di terapia – verifica delle sezioni tipo con metodi analitici

Nei seguenti paragrafi sono riportati i risultati delle analisi numeriche che hanno permesso di investigare il regime tenso-deformativo nei rivestimenti strutturali previsti in progetto. Ci si è avvalsi, in particolare, dei seguenti approcci di calcolo:

- Metodo delle Linee Caratteristiche
- Stabilità del fronte con metodi analitici all'equilibrio limite (Tamez)
- Stabilità del fronte con metodi cinematici (Anagnostou & Kovari)

Il Metodo delle Linee Caratteristiche, valido nei contesti di applicazione già esplicitati precedentemente, ha permesso di cogliere approssimativamente l'entità delle deformazioni finali e delle sollecitazioni all'interno dello scudo e del rivestimento definitivo, rappresentando una fase di predimensionamento degli interventi di sostegno.

Le analisi di stabilità del fronte, applicate anche nei contesti a debole copertura in calotta, hanno consentito di cogliere le caratteristiche deformative del fronte in funzione della copertura e del materiale di scavo e quindi valutare, qualora le analisi ne avessero evidenziato la necessità, le modalità di avanzamento dello scavo, che dovrà quindi essere condotto in presenza di una pressione di confinamento al fronte e con una luce libera di scavo nulla.

Le verifiche in fase di terapia sono state effettuate in corrispondenza delle sezioni già individuate nel paragrafo precedente.

5.5.3.1 Analisi con linee caratteristiche

Di seguito si riportano i principali risultati in termini deformativi e tensionali ottenuti in fase di terapia per ciascuna sezione tipo. I parametri geomeccanici adottati sono in accordo a quanto precedentemente riportato.

La procedura implementata ha consentito di cogliere in modo rapido ma sufficientemente realistico i fenomeni di interazione fra cavo e scudo della fresa, pervenendo alla stima e verifica delle pressioni agenti sullo scudo stesso (limite ammissibile 5 bar). Si è quindi determinato lo stato di sollecitazione agente sull'anello all'atto dell'entrata in carico dello stesso, ovvero durante la fase di avanzamento della fresa successiva all'erezione dell'anello in conci prefabbricati. Si è considerata a tal proposito la presenza di un materiale incomprimibile interposto fra estradosso anello e profilo di scavo, così da assumere l'istantaneo trasferimento del carico di roccia dallo scudo all'anello prefabbricato. Tale modellazione si considera rappresentativa dello scenario in cui la convergenza del cavo sia sufficiente all'annullamento dell'extra-scavo previsto fra estradosso scudo e profilo di scavo (equivalente al diametro del cutter-head), ovvero lo scudo interagisca con il cavo caricandosi dapprima e trasferendo poi tale carico all'anello in conci che segue. Qualora non si verifici tale circostanza, ovvero il cavo non si chiuda sullo scudo, l'aliquota di carico agente sull'anello in conci è stata determinata secondo l'usuale procedura che assegna il tasso di deconfinamento sull'anello, in relazione, nel caso specifico dello scavo meccanizzato, alla lunghezza dello scudo e alla specifica curva LDP (Longitudinal Displacement Profile) considerata. Ai fini delle analisi si è assunto un gap medio tra estradosso scudo e profilo di scavo pari a 3 cm; nel caso di contatto tra scudo e ammasso, la deformazione sviluppata al netto della preconvergenza è stata limitata a tale valore (3 cm), condizione cautelativa ai fini della stima delle tensioni sui sostegni mediante il metodo impiegato.

Si riportano nella tabella sottostante i principali risultati ottenuti in termini tensionali e deformativi, mediante il metodo delle linee caratteristiche. Come si osserva, i risultati evidenziano pressioni sullo scudo e tensioni sui rivestimenti definitivi (anello in conci) ampiamente compatibile con le capacità resistenti previste per tali strutture. In merito allo stato tensionale stimato nel rivestimento definitivo, le condizioni di ammissibilità risultano rispettate anche nell'ipotesi di completo ripristino a lungo termine, in esercizio, del battente idrostatico indisturbato stimato per i differenti contesti idrogeologici attraversati, il quale determinerebbe incrementi dello stato tensionale massimo atteso nei conci inferiori a 3 MPa anche nei contesti di massimo valore di battente idrostatico considerato per le sezioni di analisi.

SEZIONE	FORMAZIONE	H_centro (m)	γ (kN/m ³)	c_p' (kPa)	ϕ_p' (°)	Ep (Mpa)	u_{fronte} (cm)	$u_{equilib.}$ (cm)	uf/R	Rpf/R	P scudo [bar]	P conci [MPa]
1	TGN	39	17	800	27	1500	0.0	1.0	0.0%	1	-	0.1
5	Pb	39	17	5	37	1200	1.1	4.1	0.2%	1.84	-	0.1
				5	37	300	4.2	7.2	0.8%	1.84	0.2	0.2
	TGCs	39	17	0	41	1800	2.9	5.9	0.5%	3.4	0.1	0.2
				15	35	1800	0.4	3.4	0.0%	1.53	-	0.2
				0	41	120	43.3	46.7	8.2%	3.4	0.0	0.2
				15	35	120	6.5	9.5	1.2%	1.53	0.0	0.5
6	TGCs	39	17	0	41	1800	2.7	5.7	0.5%	3.37	0.0	0.2
				15	35	1800	0.4	3.4	0.1%	1.51	-	0.2
				0	41	120	40.2	43.2	7.6%	3.37	0.0	0.2
				15	35	120	6.0	9.0	1.1%	1.51	0.0	0.5
10	TGC	36	17	50	35	4500	0.1	3.1	0.0%	1.14	-	0.2
				20	37	4500	0.1	3.1	0.0%	1.33	-	0.2
				50	35	700	0.5	3.5	0.1%	1.14	-	0.2
				20	37	700	0.8	3.8	0.1%	1.33	-	0.1

Tabella 12: Terapia – risultati – Linee caratteristiche

5.5.3.2 Verifiche di stabilità del fronte con metodi analitici

Nella successiva tabella sono riportati i principali dati di input ed i risultati ottenuti per quanto riguarda le analisi di stabilità del fronte di scavo, effettuate in base alle formazioni incontrate lungo le differenti coperture in cui tali condizioni si presentano.

I parametri utilizzati per il terreno corrispondono con quelli impiegati nel calcolo in fase di diagnosi.

Le analisi sono state condotte adottando il criterio di stabilità di Tamez e con la soluzione analitica di Anagnostou–Kovari. Nel primo caso la definizione degli interventi di terapia è consistita nell'assegnazione della contropressione da imporsi al fronte di scavo così da garantire, laddove non garantite le condizioni di stabilità del fronte. Nel rispetto della formulazione proposta dagli autori, la pressione è stata introdotta nelle equazioni per il calcolo dei fattori di sicurezza del meccanismo globale (FSF) e del meccanismo limitato allo scivolamento del concio in calotta (FS3).

L'adozione della soluzione analitica di Anagnostou–Kovari ha invece consentito di determinare l'entità della contropressione da imporre al fronte di scavo, espressa in tensioni efficaci, necessaria alla stabilizzazione del medesimo nella particolare condizione in cui interviene un moto di filtrazione stazionario alimentato da un acquifero con dato valore di battente idrico.

Il criterio guida per la determinazione della pressione al fronte è consistito nel raggiungimento di un fattore di sicurezza minimo per il cinematisimo globale pari a 2.0 (connesso, convenzionalmente, all'instaurarsi di un comportamento del fronte in categoria A). Si è comunque limitato il valore di pressione imposta al fronte al tetto dei 5 bar (500 kPa) per il quale sono dimensionati i dispositivi tecnologici della fresa (bulkhead).

Si riassumono nella tabella sottostante i parametri adottati ed i valori di pressione al fronte ottenuti con i due metodi sopracitati:

ANALISI STABILITA' DEL FRONTE - FASE DI TERAPIA - Tamez, Anagnostou & Kovari									
Sezione	H_calotta (m)	H_w da calotta(m)	D _{eq} (m)	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	P Tamez [kPa]	P Anagnostou & Kovari [kPa]
1	34	5	10.6	TGN	17	800	27	0.0	0.0
2	26	15	10.6	TGN	17	800	27	0.0	0.0
3	24	8	10.6	TGN	17	800	27	0.0	0.0
4a	23	2	10.6	TGN	17	800	27	0.0	0.0
				TGCs	17	15	35		
4b	23	2	10.6	TGN	17	800	27	0.0	0.0
				TGCs	17	0	41		
5a	34	-	10.6	TGCs	17	0	41	44.0	20.2
				Pb	17	5	37		
5b	34	-	10.6	TGCs	17	15	35	40.0	10.6
				Pb	17	5	37		
6a	32	-	10.6	TGCs	17	15	35	42.0	21.3
6b	32	-	10.6	TGCs	17	0	41	40.0	25.5
7a	31	-	10.6	TGC	17	20	37	70.0	13.0
				Pb	17	5	37		
7b	31	-	10.6	TGC	17	50	35	32.0	0.0
				Pb	17	5	37		
8	20	-	10.6	Pr	17	0	34	62.0	29.9
				TGNs	17	0	35		
9a	26	-	10.6	TGNs	17	0	35	34.0	16.6
				TGC	17	50	35		
9b	26	-	10.6	TGNs	17	0	35	44.0	24.0
				TGC	17	20	37		
10a	31	8	10.6	TGC	17	50	35	10.0	79.9
10b	31	8	10.6	TGC	17	20	37	32.0	98.8
11a	20	7	10.6	Pr	17	0	34	48.0	112.4
				TGC	17	20	37		
11b	20	7	10.6	Pr	17	0	34	36.0	104.1
				TGC	17	50	35		
12	7	-	10.6	Pr	17	0	34	34.0	76.4

Tabella 13: Terapia – Valutazione delle pressioni al fronte – Metodo di Tamez e Anagnostou & Kovari

5.6 Analisi delle subsidenze

Al fine di inquadrare il dettaglio dei possibili scenari attesi in termini di cedimenti in superficie prodotti dal passaggio della TBM, si è fatto riferimento alle formulazioni empiriche più comuni disponibili in bibliografia basate sull'osservazione sperimentale dei bacini di subsidenza di opere già eseguite (e.g. (e.g. Peck, 1969; Attwell & Woodman 1982, O'Reilly e New 1982, Rankin, 1988). Su tali basi, nella figura seguente si riportano i bacini di subsidenza ottenuti al variare dei seguenti parametri:

- Copertura in chiave calotta H pari a 10, 20, 30, 35 m;
- Volume perso pari a 0.5%, 1%, 1.5% e 2%;
- Costante k, la quale varia in funzione del tipo di terreno, pari a 0.2, 0.3 e 0.4.

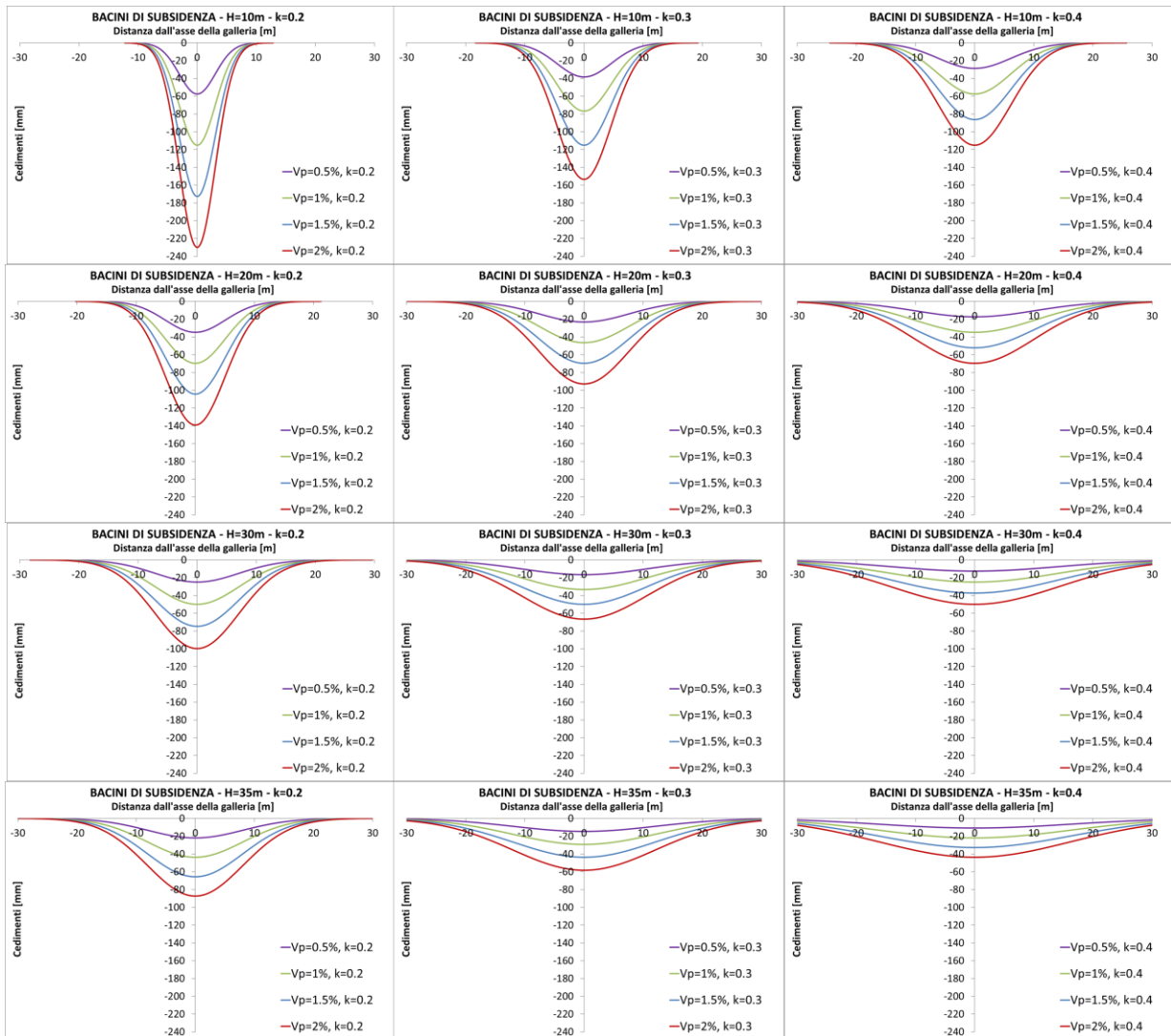


Figura 20: Bacini di subsidenza al variare di Vp, k e H

I risultati ottenuti evidenziano la necessità di prevedere un'efficace limitazione del volume perso durante lo scavo al fine di consentire un adeguato contenimento dei cedimenti in superficie.

Nell'ottica di restringere il campo dei valori e fornire una stima preliminare dei cedimenti e classi di danno indotte ipotizzabili per gli edifici in superficie, in via preliminare si ipotizza di limitare il volume perso ad un valore massimo pari a 0.7%. Su tali basi, nella figura seguente vengono forniti i bacini di subsidenza attesi alle diverse coperture per tre valori del coefficiente k pari a 0.2, 0.3 e 0.4.

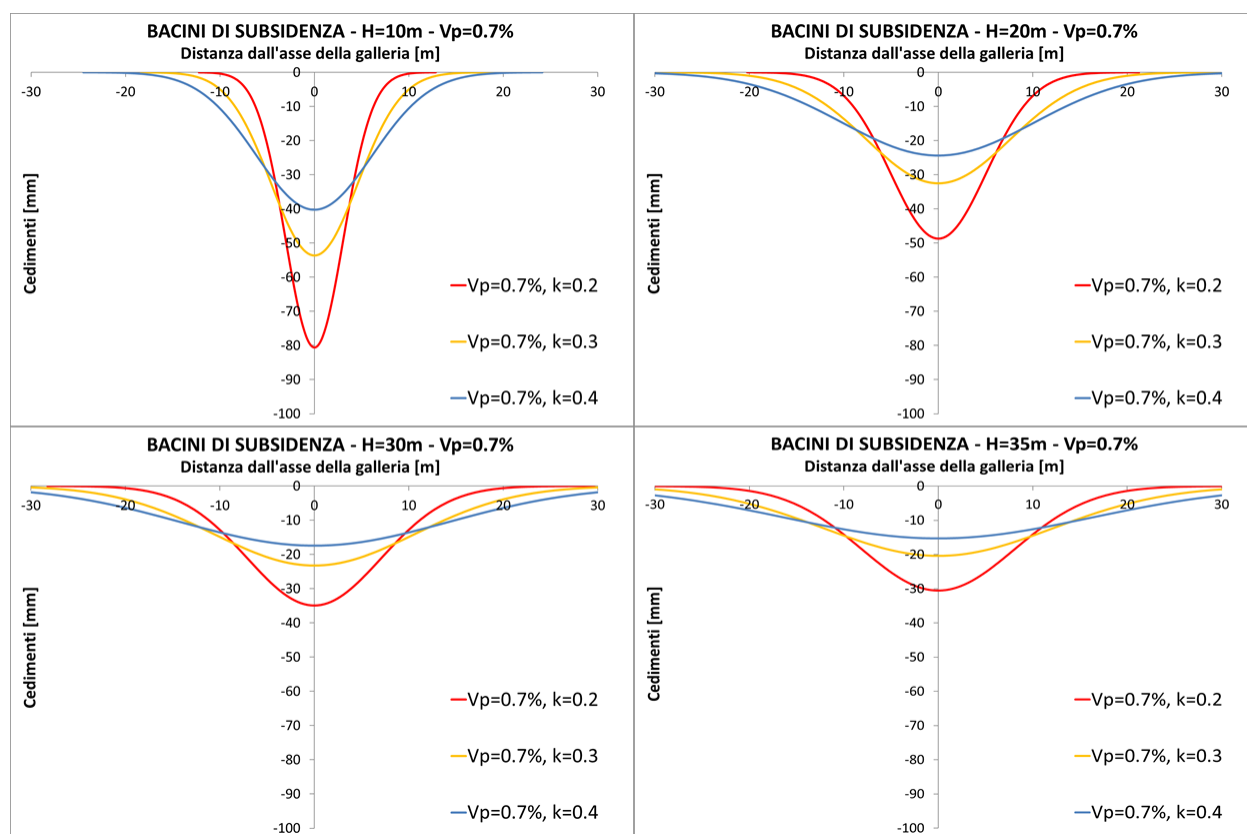


Figura 21: Bacini di subsidenza per Vp pari a 0.7%

A partire dai bacini di subsidenza riportati nella figura precedente, in Figura 22 si riepilogano i cedimenti massimi attesi in superficie in funzione della copertura e della distanza dell'edificio dall'asse della galleria. A partire da tali valori, è stata eseguita una stima preliminare della classe di danno attesa sugli edifici secondo il sistema di classificazione proposto da Rankin (1988) "Ground movements resulting from urban tunnelling; predictions and effects" (vedi Figura 23) limitandosi tuttavia al solo parametro del cedimento massimo, senza considerare i valori di distorsione dell'edificio. Tale approccio è da intendersi come uno strumento di valutazione preliminare che, soprattutto per edifici di limitata estensione e per i valori di k maggiori, determina tipicamente una stima cautelativa della classe di danno; ai fini di una valutazione più accurata della classe di danno attesa, nelle successive fasi progettuali sarà necessario valutare nel dettaglio la struttura dei singoli edifici, definendo parametri quali la distorsione e le deformazioni di trazione massime attese a seguito del passaggio della TBM.

Sulla base della stima preliminare eseguita in funzione del cedimento massimo atteso e dei parametri in input considerati (variabilità del parametro k da 0.2 a 0.4), limitando il volume perso a 0.7% si prevede tipicamente un livello di cedimenti prodotto dallo scavo di limitata significatività per gli edifici posti a distanze superiori a 20m dall'asse della galleria, i quali ricadono in una classe di danno attesa pari 1 (nessun danno o danni non visibili). Per gli edifici posti entro 10-15m dall'asse della galleria i cedimenti massimi risultano tipicamente superiori al cm, determinando una classe di danno pari a 2 (danni leggeri/crepe) o, per distanze dall'asse inferiori a 5m, pari a 3 (danno moderato) o 4 (alto) con coperture inferiori a 15-20m in funzione del valore di k.

Quanto evidenziato porta in questa sede a non escludere la necessità di interventi volti al contenimento dei cedimenti indotti in superficie (e.g. consolidamenti da piano campagna) per gli edifici posti più in prossimità dell'asse della galleria, con maggiore probabilità in corrispondenza di edifici più sensibili, tra cui edifici in muratura portante e/o edifici storici/di pregio per i quali è necessario limitare la classe di danno a valori ≤ 1 . Ulteriori valutazioni in merito potranno essere fornite a valle di analisi di dettaglio specifiche per i singoli edifici da eseguire nelle successive fasi di progettazione

ASSE GALLERIA - Vp=0.7%				5m da ASSE GALLERIA - Vp=0.7%			
H [m]	k [-]	Cedimento max [cm]	C.D. secondo Rankin*	H [m]	k [-]	Cedimento max [cm]	C.D. secondo Rankin*
10	0.2	8.1	4	10	0.2	2.1	2
	0.3	5.4	3		0.3	3.0	2
	0.4	4.0	2		0.4	2.9	2
20	0.2	4.9	2	20	0.2	3.0	2
	0.3	3.2	2		0.3	2.6	2
	0.4	2.4	2		0.4	2.2	2
30	0.2	3.5	2	30	0.2	2.7	2
	0.3	2.3	2		0.3	2.1	2
	0.4	1.7	2		0.4	1.6	2
35	0.2	3.1	2	35	0.2	2.5	2
	0.3	2.0	2		0.3	1.9	2
	0.4	1.5	2		0.4	1.5	2
10m da ASSE GALLERIA - Vp=0.7%				20m da ASSE GALLERIA - Vp=0.7%			
H [m]	k [-]	Cedimento max [cm]	C.D. secondo Rankin*	H [m]	k [-]	Cedimento max [cm]	C.D. secondo Rankin*
10	0.2	0.0	1	10	0.2	0.0	1
	0.3	0.5	1		0.3	0.0	1
	0.4	1.1	2		0.4	0.0	1
20	0.2	0.7	1	20	0.2	0.0	1
	0.3	1.4	2		0.3	0.1	1
	0.4	1.5	2		0.4	0.4	1
30	0.2	1.3	2	30	0.2	0.1	1
	0.3	1.5	2		0.3	0.4	1
	0.4	1.4	2		0.4	0.6	1
35	0.2	1.4	2	35	0.2	0.1	1
	0.3	1.5	2		0.3	0.5	1
	0.4	1.3	2		0.4	0.7	1

Figura 22: Stima preliminare cedimenti massimi e classe di danno attesa sugli edifici per Vp pari a 0.7%. * ai fini della classificazione della C.D. secondo Rankin ci si è riferiti alla valutazione del solo cedimento massimo (non viene considerato in questa fase il valore di distorsione dell'edificio)

Categoria di rischio	Massima distorsione dell'edificio	Massimo cedimento dell'edificio [cm]	Descrizione del rischio
1	$\beta < 1/500$	$w < 1$	Non visibile
2	da 1/500 a 1/200	da 1 a 5	Leggero: crepe facilmente rimovibili con una tinteggiatura
3	da 1/200 a 1/50	da 5 a 7.5	Moderato: danni a porte e finestre, danni da infiltrazione di umidità
4	$\beta > 1/50$	$w > 7.5$	Alto: danni strutturali, necessità di riparazioni notevoli, pericoli di instabilità

Figura 23: Criterio di classificazione del rischio di Rankin

5.7 Sintesi delle principali criticità lungo il tracciato

Sulla base delle informazioni attualmente disponibili, in prima analisi è possibile evidenziare le criticità riassunte nella tabella seguente, unitamente alle possibili soluzioni da prevedere.

Tipo di criticità	Descrizione	Possibili azioni da prevedere
Fronti di scavo misti al passaggio tra formazioni differenti, intercettazione di lenti di materiale lapideo (es. colate laviche), presenza di trovanti)	Contrasto di permeabilità e/o comportamento geotecnico, con possibili conseguenze in termini di afflussi d'acqua in galleria, distacco di blocchi, usura di utensili e componenti della testa fresante	Adeguata scelta delle caratteristiche della testa fresante Modalità di avanzamento specifiche Indagini in avanzamento Adeguato condizionamento del materiale di scavo
Coperture ridotte	Coperture tali da non garantire la stabilità dello scavo e del fronte e massimizzare i fenomeni di interferenza con la superficie	Modalità di avanzamento specifiche Adeguato condizionamento del materiale di scavo Controllo del volume perso
Rischio clogging	Adesione componenti fine sugli elementi della testa	Attenzione nella scelta della testa di scavo

	della fresa e alle varie parti metalliche della macchina	Adeguatezza condizionamento del materiale di scavo
Abrasività del materiale di scavo	Usura sugli utensili e sui componenti della testa fresante	Adeguatezza scelta delle caratteristiche della testa fresante Adeguatezza condizionamento del materiale di scavo
Parietali	Scavo in zone in cui al ridursi della copertura si risente maggiormente dell'asimmetria di carico	Sezioni di calcolo rappresentative
Interferenze superficiali	Interferenza edifici residenziali	Analisi di subsidenza e stima classe di danno Adeguatezza modalità di avanzamento (modalità chiusa e/o in rigido controllo deformativo) Eventuale creazione di zone consolidate a protezione degli edifici
Afflussi d'acqua in galleria	Possibili afflussi in galleria per collegamento idraulico con gli strati superficiali	Modalità di avanzamento specifiche Galleria impermeabile in fase definitiva Indagini in avanzamento Eventuale impiego di sezioni drenanti
Acque aggressive	Problematiche dovute alla dissoluzione carsica che possono minare la durabilità dei rivestimenti definitivi	Adeguatezza classe di esposizione dei calcestruzzi previsti per i conci
Interferenze con risorse idriche di superficie	Eventuale isterilimento di pozzi	Monitoraggio costante delle sorgenti e dei pozzi Sezioni di calcolo rappresentative Adeguatezza modalità di avanzamento (modalità chiusa e/o in rigido controllo deformativo)

5.8 Programma di monitoraggio da prevedere

Lo scopo del monitoraggio è di tenere sotto controllo l'evolversi della risposta tenso-deformativa dell'ammasso allo scavo e di verificare la corrispondenza tra il comportamento reale delle strutture in fase di realizzazione ed il comportamento ipotizzato nelle varie fasi progettuali.

Il sistema di monitoraggio deve essere progettato in modo da poter fornire, nel modo più completo e rapido possibile, tutti gli elementi necessari ad effettuare un'analisi della situazione in corso d'opera e della sua possibile evoluzione, finalizzata alla definizione di eventuali azioni correttive (intensificazione delle misure, installazione di ulteriore strumentazione, interventi sulle fasi esecutive, modalità di avanzamento, etc.) mirate ad evitare il manifestarsi di situazioni di pericolo.

Il linea generale, il monitoraggio geologico, geotecnico e strutturale di un'opera in sotterraneo è suddiviso in tre tipologie in base alle tempistiche in cui viene eseguito:

1. monitoraggio "preventivo" effettuato precedentemente all'inizio delle lavorazioni;
2. monitoraggio "in corso d'opera" effettuato durante le fasi di costruzione dell'opera;
3. monitoraggio "in fase di esercizio dell'opera" effettuato dopo il termine dei lavori di realizzazione dell'opera.

La strumentazione prevista può essere suddivisa nelle seguenti tre categorie principali:

- 1) Monitoraggio in galleria
- 2) Monitoraggio del terreno
- 3) Monitoraggio degli edifici

Nei paragrafi seguenti viene fornito un inquadramento delle caratteristiche e le modalità esecutive che si ritiene adeguato prevedere nel programma di monitoraggio.

5.8.1 Monitoraggio preventivo

Il monitoraggio preventivo deve essere previsto per tutte quelle aree e strutture particolarmente a rischio (come ad esempio aree potenzialmente instabili, infrastrutture e fabbricati che ricadono nelle immediate prossimità della galleria da realizzare) in modo da acquisire dati ancor prima della costruzione dell'opera, al fine di intervenire preventivamente e/o valutare al meglio gli eventuali effetti indotti.

Tali aree e strutture a rischio dovranno essere oggetto di un opportuno piano di monitoraggio che correlerà dati acquisiti in fase preventiva ai dati acquisiti nelle successive fasi costruttive e di esercizio.

Le interferenze riscontrate lungo la tratta sono numerose, varie e sparse. Un ulteriore aspetto non secondario è il regime idraulico, che andrà costantemente controllato sia in fase preventiva che

costruttiva. Per monitorare tutte queste interferenze andrà predisposto un piano specifico per la misura di:

- cedimenti da piano campagna tramite l'installazione di un sistema di sezioni di controllo con capisaldi topografici trasversali all'asse,
- deformazioni sul contorno dello scavo mediante estensimetri multibase;
- movimenti degli edifici tramite un sistema di punti di misura;
- regime idraulico mediante un sistema di piezometri.

5.8.2 Monitoraggio in corso d'opera

Il monitoraggio in corso d'opera invece sarà finalizzato a valutare gli andamenti dei vari parametri considerati significativi, in relazione alle fasi costruttive, ai materiali scelti ed alle geometrie in gioco, con particolare riguardo alla sicurezza. La strumentazione geotecnica prevista per il monitoraggio in corso d'opera dovrà essere tale da consentire l'acquisizione dei dati relativi ai parametri significativi sia per la verifica delle corrispondenze tra comportamento reale e comportamento ipotizzato, sia per l'eventuale attivazione di procedure di gestione del progetto (fasi esecutive, modalità di avanzamento, ecc.) mirate ad evitare il manifestarsi di situazioni di pericolo. Attraverso il monitoraggio in corso d'opera si dovrà ottenere la risposta tenso-deformativa degli ammassi all'azione dello scavo, che è prima oggetto di previsione (al momento della progettazione), quindi oggetto di lettura e interpretazione (al momento della costruzione), ai fini di tarare il modello progettuale in corso d'opera.

5.8.2.1 Parametri macchina

Al fine di controllare che la fresa a piena sezione venga utilizzata correttamente, per non innescare fenomeni di subsidenza in superficie, è opportuno effettuare una registrazione in continuo durante gli avanzamenti della macchina di scavo. In tal modo sarà possibile valutare un bilanciamento tra volume teorico di scavo e volume del materiale smarinato allo scopo di evidenziare eventuali rilasci in calotta o sovrascavi di significative proporzioni. Inoltre, confrontando il volume teorico dello spazio anulare tra il profilo di scavo e l'estradosso dell'anello dei conci prefabbricati (tenendo conto dei cutter impiegati, della loro usura o di eventuali sovrascavi) e il volume del materiale di riempimento iniettato, dalla coda dello scudo, a tergo dei conci è possibile evidenziare la presenza di eventuali vuoti e/o cavità.

Tali misure, anche se non strettamente legate alla strumentazione di monitoraggio, permettono la comprensione dei fenomeni deformativi al contorno del cavo e indicano dove intervenire, se necessario, mediante interventi di consolidamento e riempimento a tergo dei conci.

In particolare dovranno essere acquisiti in continuo i principali parametri operativi della TBM, tra cui i principali: velocità di avanzamento, penetrazione, velocità di rotazione della testa, spinta dei martinetti, coppia della testa, pressione applicata al fronte (in avanzamento EPB), pressioni e volumi di iniezione della miscela di intasamento, quantità di materiale estratto.

5.8.2.2 Anello strumentato

Relativamente al controllo dello stato tensionale del rivestimento definitivo in galleria si prevede l'adozione di "anelli strumentati", cioè particolari conci al cui interno, in fase di costruzione degli stessi, verranno inseriti strumenti per la misura dello stato tenso-deformativo. Inoltre si prevede il posizionamento di fessurimetri per monitorare l'evoluzione dei giunti. A seconda delle esigenze, potrà anche essere previsto il fissaggio di una cella di pressione per la misura delle variazioni di pressione tra ammasso roccioso e struttura.

In sintesi viene inserita la seguente strumentazione geotecnica:

- barrette estensimetriche per calcestruzzo per la misura dello stato tenso-deformativo del conco in opera dotate di sensore di temperatura;
- fessurimetri elettrici in corrispondenza dei giunti;
- celle di pressione (eventuale) per la misura delle variazioni di pressione tra ammasso roccioso e struttura;
- mire ottiche per la misura di convergenza;
- acquirettore che provvede ad alimentare i sensori ed a memorizzarne le misure.

Nella figura seguente si riporta l'esempio di un conco strumentato con barrette estensimetriche.

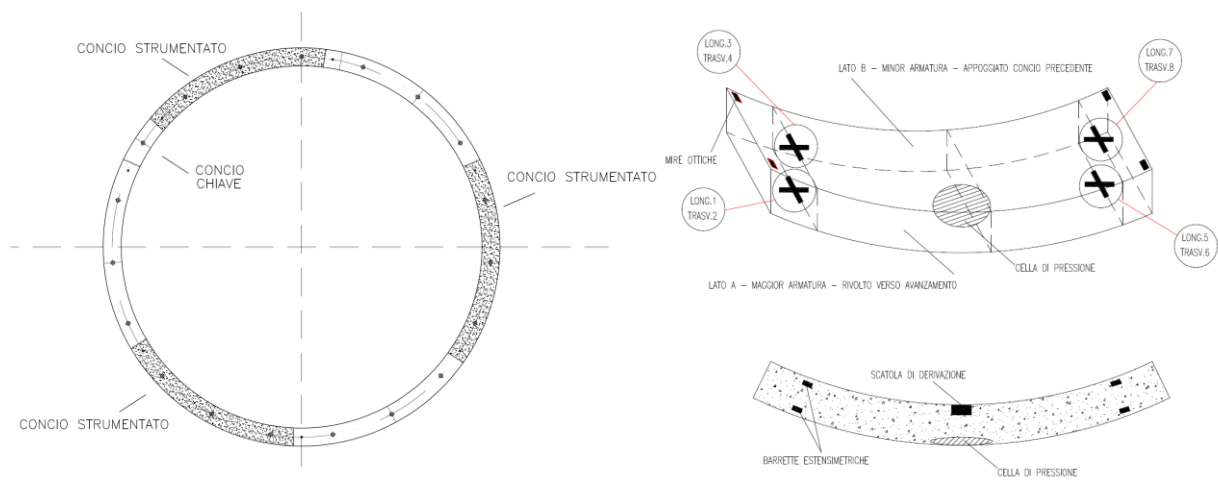


Figura 24: Esempio di schema tipologico monitoraggio conco

In via preliminare si prevede un numero minimo di rilevamenti da eseguire dopo la misura iniziale di riferimento pari a n. 5 misure alla settimana nelle prime due settimane dalla messa in opera dei conci, n. 1 lettura alla settimana fino ad un mese dalla messa in opera dei conci e n. 1 lettura al mese fino alla stabilizzazione dei lavori.

5.8.2.3 Monitoraggio superficiale

Cedimenti a piano campagna

Al fine di raccogliere informazioni sulle deformazioni determinatesi nel terreno a seguito delle perdite di volume connesse allo scavo della galleria occorre misurare lo spostamento di punti ubicati a piano campagna, in corrispondenza dei quali vengono disposte mire topografiche.

In particolare si prevede l'adozione di sezioni di misura costituite da 5 a 7 punti a terra di lettura topografica, disposti trasversalmente al tracciato della galleria, ad una distanza reciproca di 5.0-7.0 m circa, in funzione degli spazi disponibili in superficie, con una fascia monitorata dalla stazione risulta di ampiezza compresa tra i 20 m e 30 m.

Per ogni punto di misura deve essere redatta una apposita monografia contenente tutte le informazioni idonee che permetteranno di rintracciarne la posizione. Detta monografia dovrà essere corredata da uno schizzo planimetrico con almeno tre distanze da punti particolari ben riconoscibili sul territorio, inoltre dovrà riportare le coordinate spaziali, correlati con la rete geodetica nazionale dell'I.G.M. e con quella utilizzata per la redazione della cartografia. I dati vengono graficati nel diagramma "spostamenti - tempo" che permette di valutare l'andamento delle deformazioni per la ricostruzione del bacino di subsidenza legato alle lavorazioni. Al termine del monitoraggio si otterrà un profilo dei movimenti e dei cedimenti differenziali della zona monitorata.

In via preliminare per il monitoraggio di superficie è prevedibile ipotizzare una frequenza di misura variabile da 2 a 4 letture al giorno con fronte di scavo entro 30m (in senso longitudinale con la direzione di scavo) dalla stazione di misura, e maggiormente dilazionate (> 1 letture ogni 3 giorni) per distanze dal fronte di scavo superiori a 30m. Tali valori potranno essere incrementati in funzione di particolari esigenze o in caso di misure anomale.

Monitoraggio degli edifici

Al fine di garantire il monitoraggio in fase di scavo degli edifici presenti all'interno della fascia di influenza della galleria occorre controllare:

- lo spostamento di punti solidali agli edifici, sia di tipo "verticale" (in questo caso appare particolarmente significativo il cedimento differenziale tra punti dello stesso edificio), che "rotazionale" dovute ad eventuali inclinazioni delle facciate degli edifici a seguito di un cedimento fondazionale;
- l'evoluzione di lesioni preesistenti ai lavori di scavo o di eventuali nuove lesioni, soprattutto in termini di ampiezza di lesione;
- lo stato generale di consistenza e di degrado correlabile alle lavorazioni delle opere in costruzione.

In linea generale, il monitoraggio topografico sugli edifici potrà essere costituito da microprismi topografici, installati ad un'altezza di installazione indicativa di 2.5m circa (al fine di evitare manomissioni o urti accidentali), con lo scopo di controllare eventuali spostamenti nelle 3

direzioni, prevedendo in via preliminare n. 1 elemento ogni 4÷6 m lungo le facciate, e comunque in corrispondenza degli elementi strutturali verticali dell'edificio, n.1 coppia di elementi a cavallo di ogni giunto strutturale, ove identificato/significativo.

Per edifici ritenuti sensibili (es. classe di danno attesa >1) potrà inoltre essere prevista l'adozione integrativa di:

- misure topografiche in continuo mediante stazione totale robotica e prismi montati a più livelli sugli edifici installate sugli edifici ritenuti sensibili; con installazione da prevedere con una fila di strumenti per gli edifici di altezza massima 9m (3 piani circa) e di due ordini di misura per gli edifici di altezze maggiori, con n. 1 elemento ad ogni angolo dell'edificio e n.1 elemento ogni 10÷12m lungo le facciate, e comunque in corrispondenza degli elementi strutturali verticali dell'edificio;
- stazioni costituite da clinometri di parete, per la misura della rotazione degli edifici, con trasduttore di temperatura e sensore potenziometrico o servoinclinometrico;
- stazioni costituite da fessurimetri per la verifica dell'ampiezza di fessure e della sua evoluzione temporale, mediante base in lega metallica e lettura con deformometro elettrico millesimale di tipo digitale, risoluzione +/- 0.001 mm;
- stazioni costituite da catene livellometriche idrauliche, con acquisizione automatica dei dati, della temperatura e dispositivo di allarme, con risoluzione 0.01 mm.

In via preliminare, per i monitoraggi degli edifici si ipotizzano frequenze di letture in linea con quelle indicate per i cedimenti a piano campagna, fermo restando la possibilità di incrementi laddove necessari e/o in funzione dei risultati del monitoraggio.

5.8.2.4 Controllo del regime idrogeologico

Ai fini del controllo del regime idrogeologico, potranno essere previste misure piezometriche al contorno del cavo, che consistono nel rilevamento e nella restituzione grafica e numerica delle pressioni neutre al contorno del cavo mediante un'apparecchiatura (piezometro) posta all'interno di un foro di sondaggio eseguito dall'interno della galleria o da piano campagna.

Potrà inoltre essere prevista, ai fini della misura delle portate d'acqua in galleria, l'adozione di n.1 misuratore di portata disposto su ogni anello strumentato.

5.8.2.5 Controllo delle deformazioni sul contorno di scavo

Ai fini del controllo delle deformazioni dovute all'esecuzione della galleria si potrà prevedere l'utilizzo di estensimetri multibase. Questo strumento consente di rilevare lungo lo stesso asse spostamenti a profondità diverse rispetto alla bocca foro, e viene impiegato per la misura del bulbo di deformazione in galleria, se eseguito radialmente, o per il calcolo dei cedimenti dovuti allo scavo della galleria se installati a piano campagna.

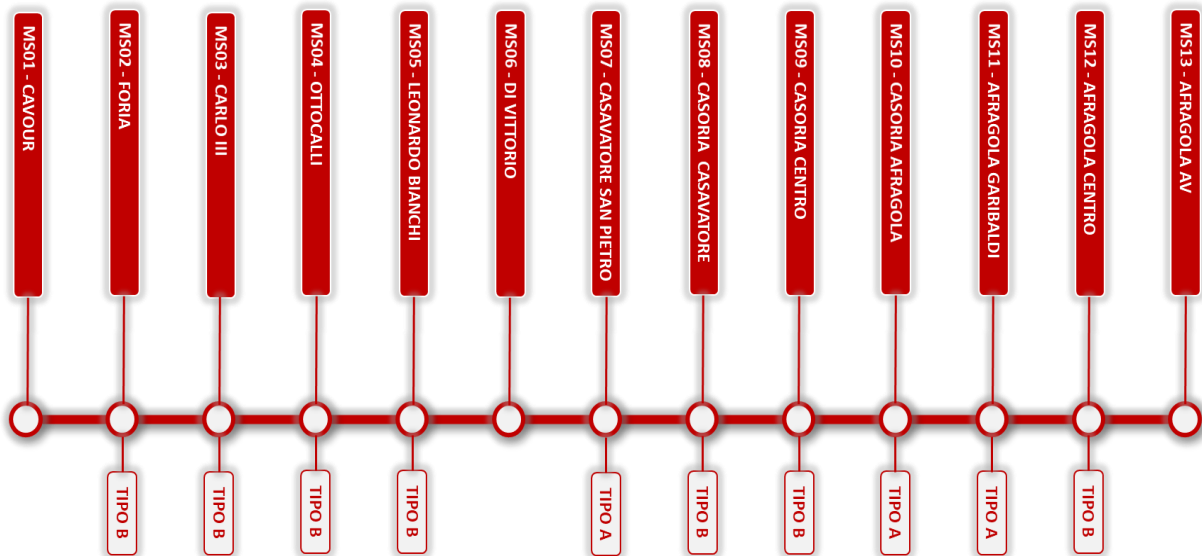
5.8.3 Monitoraggio in fase di esercizio

Qualora richiesto dalla Committenza, potrà essere previsto il monitoraggio in fase di esercizio con l'obiettivo principale di registrare eventuali variazioni a lungo termine dei parametri geotecnici e quindi di permettere la valutazione delle cause, strutturali o esterne di qualsiasi natura, che abbiano determinato tali variazioni. Il monitoraggio in fase di esercizio generalmente si basa sulla stessa strumentazione geotecnica del monitoraggio in corso d'opera per la quale letture vengono effettuate con cadenza meno frequente. Qualora sia previsto, tale monitoraggio può essere costituito da stazioni di misura a carattere definitivo da allocare in apposite nicchie tecnologiche.

6 STAZIONI

L'opera prevede complessivamente n. 13 stazioni. Il processo costruttivo configurato per la **realizzazione delle stazioni è di tipo top-down**; in tale modo si riesce anche a ridurre l'impatto della cantierizzazione nel centro abitato. **Le stazioni corrispondono funzionalmente a 2 tipologie di seguito definite tipo A e tipo B**, che variano tra loro per la dimensione del pozzo, oltre alle stazioni di testa di Afragola AV (**tipo E**) e Cavour (**tipo D**) e la stazione di Di Vittorio di interscambio con EAV-Linea 1 (**tipo C**).

Figura 25 Tipologie funzionali delle stazioni della linea LAN



Di seguito sono fornite le principali informazioni relative alle tipologie di stazioni previste.

La tabella riporta, per ogni singola stazione, la progressiva di realizzazione sul tracciato, la tipologia realizzativa, la quota del terreno slm, la quota della livelletta e la profondità della livelletta rispetto al piano campagna. La quota del piano ferro è variabile dai 15metri in corrispondenza di Afragola AV ad un massimo di circa 44metri presso la stazione Di Vittorio.

	Progressiva	Stazione Tipo	Quota Terreno (m)	Quota Livelletta (m)	Profondità Livelletta da Piano Campagna (m)
<i>Cavour + SSE (Atipica)</i>	0+037,50	D	38,0	-4,0	42,0
<i>Via Foria-Orto Botanico</i>	0+787,92	B	30,4	-4,0	34,4
<i>Carlo III</i>	1+299,28	B	22,8	-10,0	32,8
<i>Ottocali</i>	1+959,63	B	30,0	-0,7	30,7
<i>Leonardo Bianchi</i>	2+895,45	B	67,6	27,4	40,3
<i>Di Vittorio</i>	3+593,76	C	91,1	47,0	44,1
<i>Casavatore-San Pietro</i>	4+898,38	A	86,9	50,0	36,9
<i>Casoria-Casavatore</i>	5+913,99	B	76,6	37,5	39,1
<i>Casoria Centro</i>	6+821,49	B	68,0	30,0	38,0
<i>Casoria Afragola</i>	7+413,91	A	64,0	35,0	29,0
<i>Afragola Garibaldi</i>	9+350,98	A	45,0	5,0	40,0
<i>Afragola Centro</i>	9+937,14	B	39,1	0,0	39,1
<i>Afragola AV</i>	12+080,98	E	25,3	10,0	15,3

Tabella 14 – Tipologie di stazione – progressive e profondità

Alcune di queste stazioni sono parzialmente sotto falda con battente variabile fra 1 e 2 bar. La campagna di indagine geognostica da prevedersi nella successiva fase progettuale potrà indicare maggiori informazioni riguardo alla reale posizione della falda nonché delle caratteristiche di permeabilità d'ammasso

6.1 Descrizione sommaria delle tipologie di stazione.

Di seguito sono presentate le principali caratteristiche dimensionali delle 13 stazioni.

Come anticipato le stazioni si suddividono in 5 tipologie che differiscono fra loro principalmente a causa degli spazi funzionali di accesso per la realizzazione.

I dettagli relativi alle fasi costruttive nonché ai materiali e tecnologie ipotizzate saranno descritti nel paragrafo 6.2.

Di seguito sono fornite indicazioni tecnico-geometriche che possano identificare la soluzione ed inquadrarla dal punto di vista costruttivo.

6.1.1 Tipo A

La tipologia strutturale A è applicata per le stazioni **Casavatore-San Pietro, Casoria Afragola, Afragola Garibaldi** e prevede la realizzazione di un pozzo centrale rettangolare di circa **26x53m in pianta**. Il pozzo centrale, realizzato in diaframmi dello spessore minimo di **1.2m**, servirà ad accogliere l'arrivo ed il passaggio della TBM. La tecnica realizzativa del pozzo è, come accennato in precedenza e dettagliato nel seguito, quella dello scavo in Top-Down, ovvero dello scavo dall'alto mediante svuotamento della scatola preventivamente realizzata fra diaframmi.

Man mano che si procede con gli scavi si realizzano **sistemi di puntonamento passivi** mediante **solai o travi in calcestruzzo** in funzione delle luci da coprire. Potranno essere localmente utilizzati anche **tiranti provvisori** utili al sostegno delle zone ove, per necessità di vani e forometrie, risulta complesso il sistema di puntonamento passivo durante la fase di discesa degli scavi. Il pozzo sarà a sua volta rivestito con delle **controfodere in cls armato** dello spessore variabile da 0,8 a 1,2m; lo spessore dipenderà dalla profondità della stazione, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni e dalla presenza o meno di falda. La stazione sarà completamente **impermeabilizzata** mediante apposizione di telo in PVC.

Preventivamente allo scavo del pozzo potranno essere realizzati dei **tamponi di fondo** in Jet grouting o tecnologie similari e **tamponi di arrivo e partenza TBM** a tergo delle paratie interferenti con gli scavi.

Una volta terminati gli scavi del pozzo e passata la TBM si potrà procedere alla realizzazione, mediante scavo in "tradizionale", degli **allarghi di banchina**, della **galleria di mezzanino**, delle **rampe di uscita** dalla banchina al mezzanino.

Di seguito sono riportate alcune **figure tipologiche** rappresentanti la soluzione adottata.

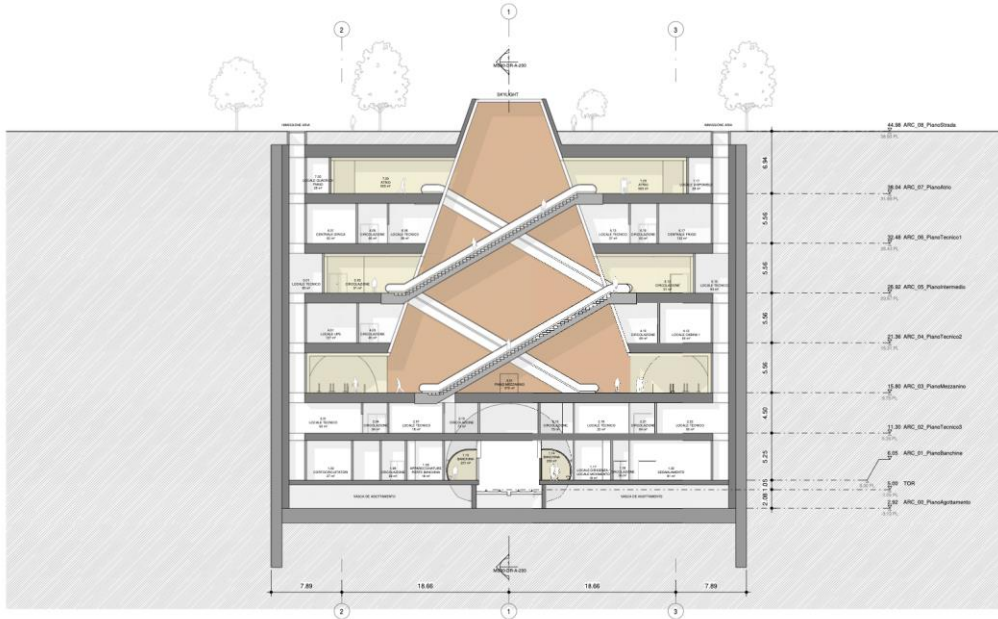


Figura 28 - sezione trasversale

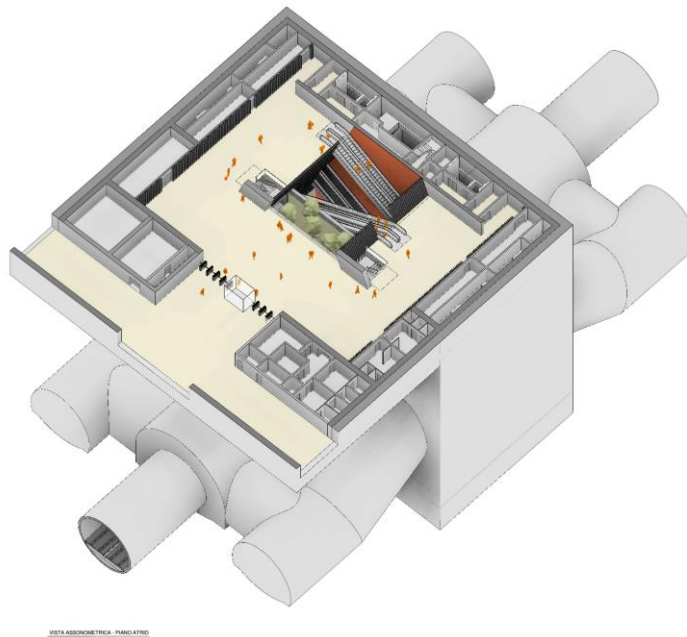


Figura 29 - Rendering

Mandataria

Mandanti

67

6.1.2 Tipo B

La tipologia strutturale B è applicata per le stazioni **Via Foria-Orto Botanico, Calro III, Ottocalli, Leonardo Bianchi, Casoria-Casavatore, Casoria Centro, Afragola Centro** prevede la realizzazione di un pozzo centrale quadrato di circa **30x30m** in pianta. Il pozzo centrale, realizzato in diaframmi dello spessore minimo di **1.2m**, servirà ad accogliere l'arrivo ed il passaggio della TBM. La tecnica realizzativa del pozzo è, quella dello scavo in Top-Down, ovvero dello scavo dall'alto mediante svuotamento della scatola preventivamente realizzata fra diaframmi.

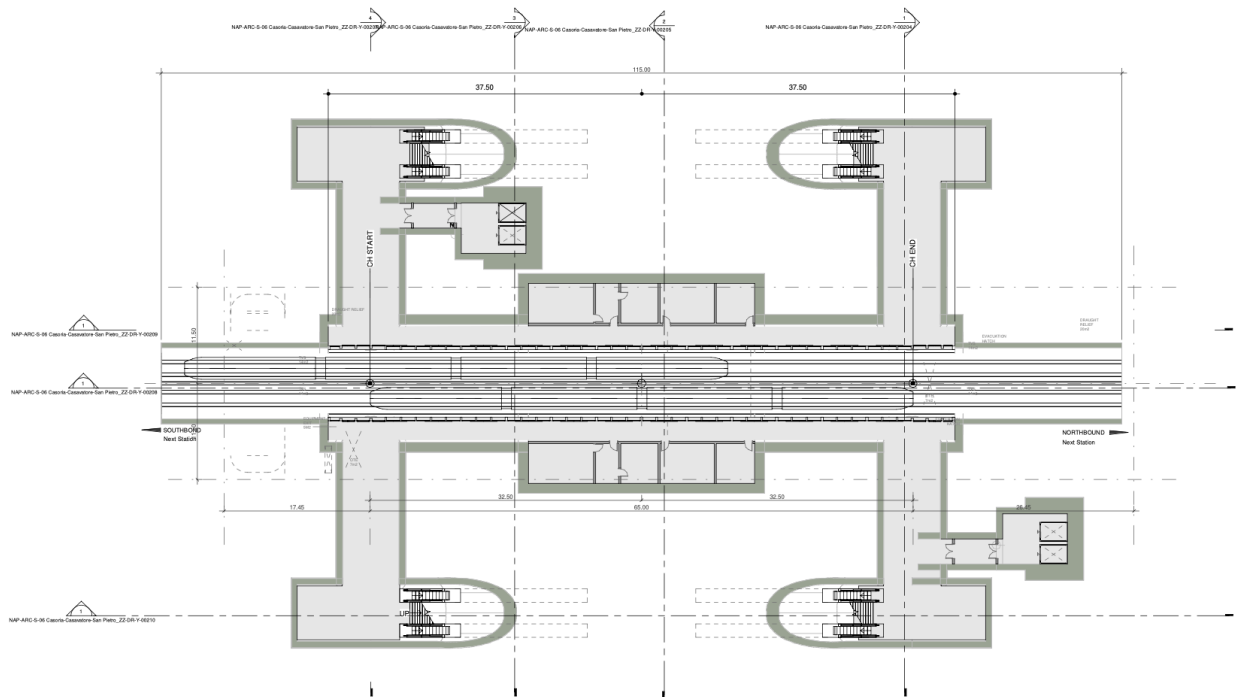
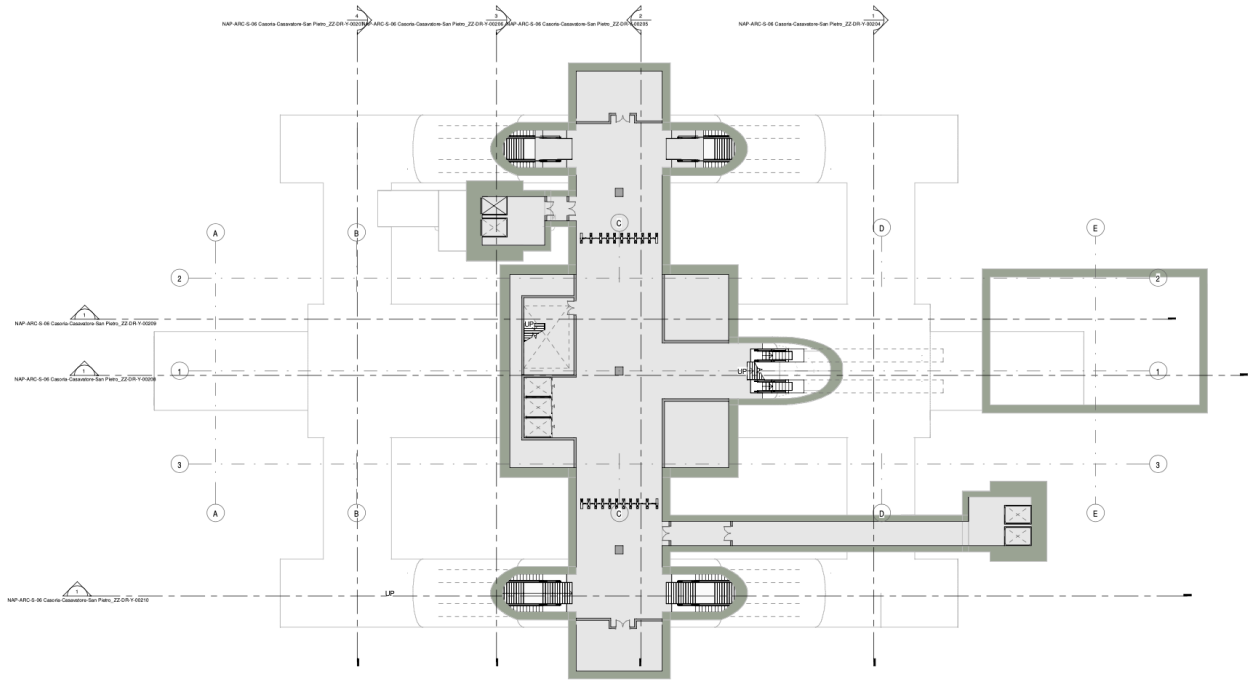
Man mano che si procede con gli scavi si realizzano **sistemi di puntonamento passivi** mediante **solai o travi in ca/acciaio** in funzione delle luci da coprire. Potranno essere localmente utilizzati anche **tiranti provvisori** utili al sostegno delle zone ove, per necessità di vani e forometrie, risulta complesso il sistema di puntonamento passivo durante la fase di discesa degli scavi. Il pozzo sarà a sua volta rivestito con delle **controfodere in cls armato** dello spessore variabile da 0,8 a 1,2m; lo spessore dipenderà dalla profondità della stazione, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni e dalla presenza o meno di falda. La stazione sarà completamente **impermeabilizzata** mediante apposizione di telo in PVC.

Preventivamente allo scavo del pozzo potranno essere realizzati dei **tamponi di fondo** in Jet grouting o tecnologie similari e **tamponi di arrivo e partenza TBM** a tergo delle paratie interferenti con gli scavi.

Una volta terminati gli scavi del pozzo e passata la TBM si potrà procedere alla realizzazione, mediante scavo in "tradizionale", degli **allarghi di banchina**, della **galleria di mezzanino posta trasversalmente alla galleria di linea**, delle **rampe di uscita** dalla banchina al mezzanino.

Questa stazione, avendo un pozzo centrale di dimensioni ridotte, ha necessariamente delocalizzato le uscite con scale mobili in un ulteriore pozzo rettangolare di dimensioni **15x25** metri. Il pozzo di uscita dista mediamente dalla stazione vera e propria di circa 50m. Il collegamento fra i due pozzi è realizzato mediante un cunicolo scavato con tecnica "tradizionale".

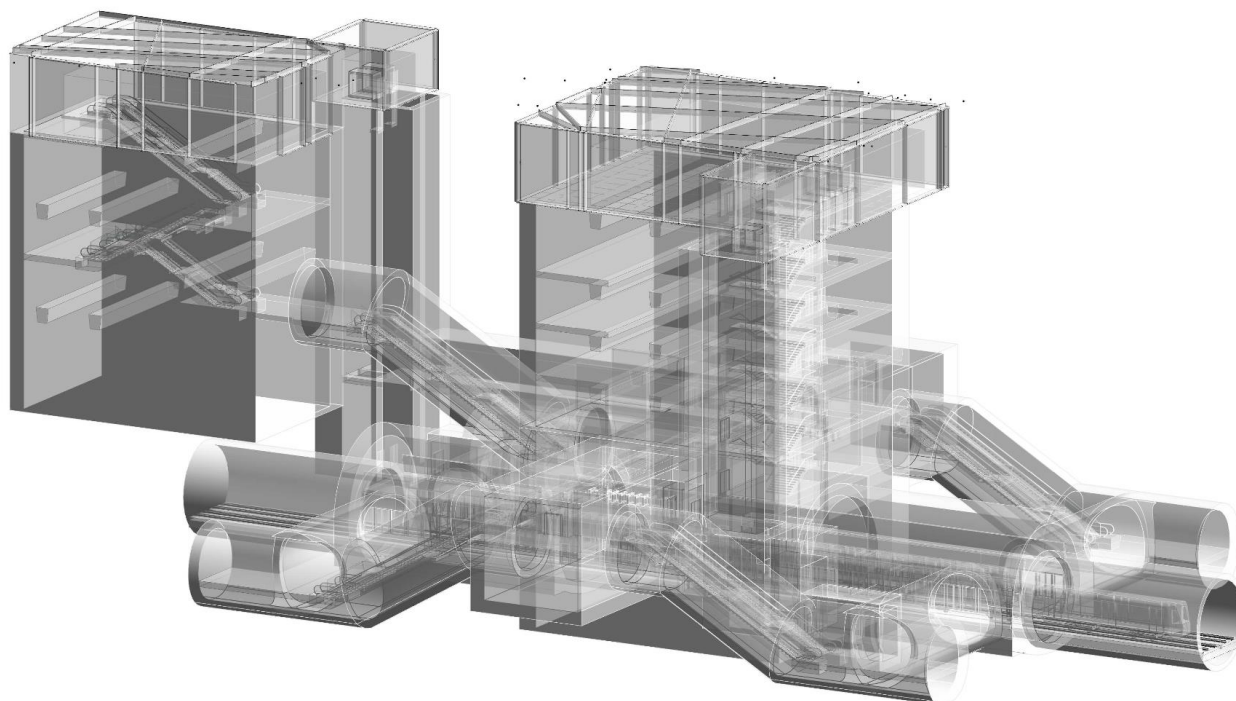
Di seguito sono riportate alcune **figure tipologiche** rappresentanti la soluzione adottata.



Mandataria

Mandanti

69



Mandataria

Mandanti

70

6.1.3 Tipo C

La tipologia strutturale C è unicamante applicata per la stazione Di Vittorio e prevede la realizzazione di un pozzo centrale rettangolare di circa **26x53m** in pianta. Il pozzo centrale, realizzato in diaframmi dello spessore minimo di 1.2m, servirà ad accogliere l'arrivo ed il passaggio della TBM. La tecnica realizzativa del pozzo è, quella dello scavo in Top-Down, ovvero dello scavo dall'alto mediante svuotamento della scatola preventivamente realizzata fra diaframmi.

Man mano che si procede con gli scavi si realizzano **sistemi di puntonamento passivi** mediante **solai o travi in ca/acciaio** in funzione delle luci da coprire. Potranno essere localmente utilizzati anche **tiranti provvisori** utili al sostegno delle zone ove, per necessità di vani e forometrie, risulta complesso il sistema di puntonamento passivo durante la fase di discesa degli scavi. Il pozzo sarà a sua volta rivestito con delle **controfondere in cls armato** dello spessore variabile da 0,8 a 1,2m; lo spessore dipenderà dalla profondità della stazione, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni e dalla presenza o meno di falda. La stazione sarà completamente **impermeabilizzata** mediante apposizione di telo in PVC.

Preventivamente allo scavo del pozzo potranno essere realizzati **tamponi di arrivo e partenza TBM** a tergo delle paratie interferenti con gli scavi. Per tale stazione non è previsto il tampono di fondo in quanto la stazione stessa si trova fuori falda

Una volta terminati gli scavi del pozzo e passata la TBM si potrà procedere alla realizzazione, mediante scavo in "tradizionale", degli **allarghi di banchin** e delle **rampe di uscita** dalla banchina al mezzanino.

Di seguito sono riportate alcune **figure tipologiche** rappresentanti la soluzione adottata.

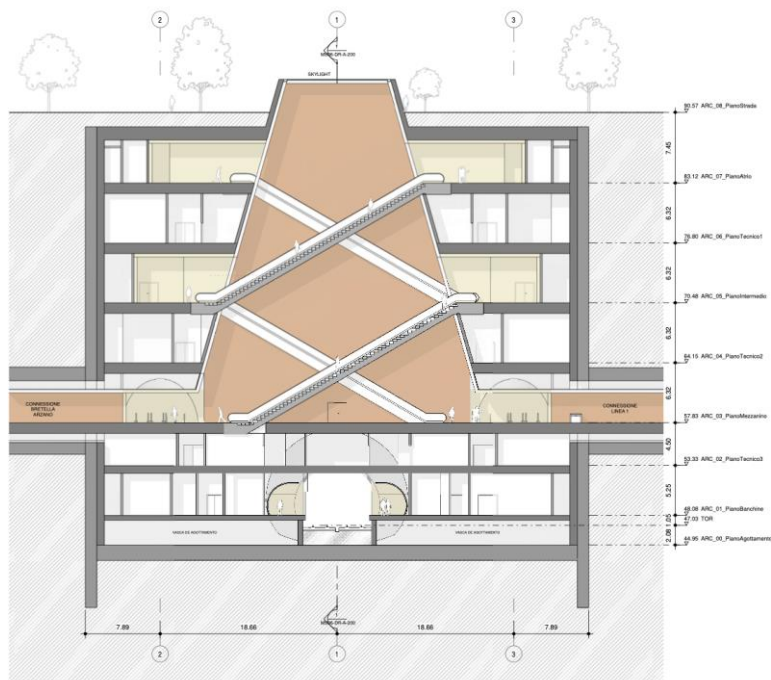


Figura 32 - sezione trasversale

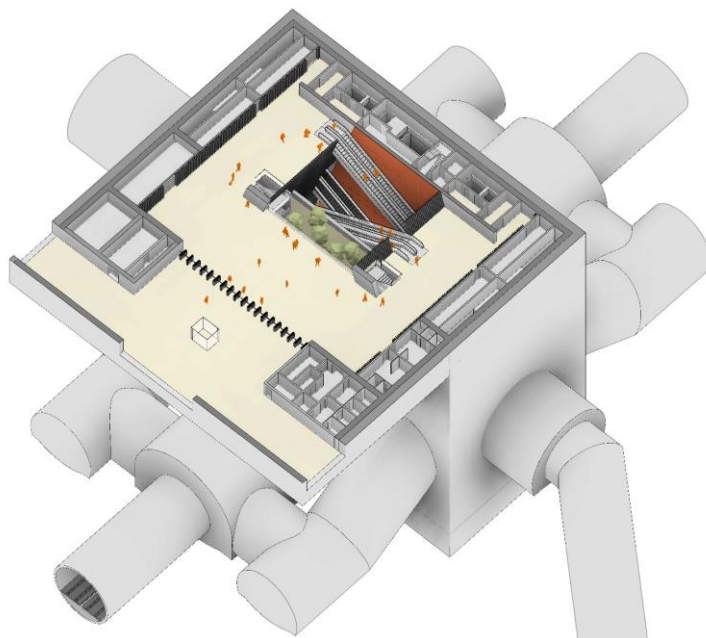


Figura 33 - rendering

Mandataria

Mandanti

73

6.1.4 Tipo D

La tipologia strutturale D è applicata per la stazione Cavour; tenuto conto degli spazi in superficie a disposizione si prevede la realizzazione di un pozzo centrale a pianta poligonale con dimensioni massime di circa **42x42m** in pianta. Il pozzo centrale, realizzato in diaframmi dello spessore minimo di **1.2m**, servirà ad accogliere l'arrivo ed il passaggio della TBM ed ha una quota di fondo scavo di circa 44 m dal piano c. La tecnica realizzativa del pozzo è, quella dello scavo in Top-Down, ovvero dello scavo dall'alto mediante svuotamento della scatola preventivamente realizzata fra diaframmi.

Man mano che si procede con gli scavi si realizzano **sistemi di puntonamento passivi** mediante **solai o travi in ca/acciaio** in funzione delle luci da coprire. Potranno essere localmente utilizzati anche **tiranti provvisori** utili al sostegno delle zone ove, per necessità di vani e forometrie, risulta complesso il sistema di puntonamento passivo durante la fase di discesa degli scavi. Il pozzo sarà a sua volta rivestito con delle **controfodere in cls armato** dello spessore variabile da 0,8 a 1,2m; lo spessore dipenderà dalla profondità della stazione, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni e dalla presenza o meno di falda. La stazione sarà completamente **impermeabilizzata** mediante apposizione di telo in PVC.

Preventivamente allo scavo del pozzo sarà realizzato un **tampone di fondo** in Jet grouting o tecnologie similari e **tamponi di arrivo e partenza TBM** a tergo delle paratie interferenti con gli scavi. La stazione si trova sotto falda con un battente compreso fra i 10 ed i 20 metri.

Una volta terminati gli scavi del pozzo e passata la TBM si potrà procedere alla realizzazione, mediante scavo in "tradizionale", degli **allarghi di banchina**, del **mezzanino**, delle **rampe di uscita** dalla banchina al mezzanino.

Di seguito sono riportate alcune **figure tipologiche** rappresentanti la soluzione adottata.

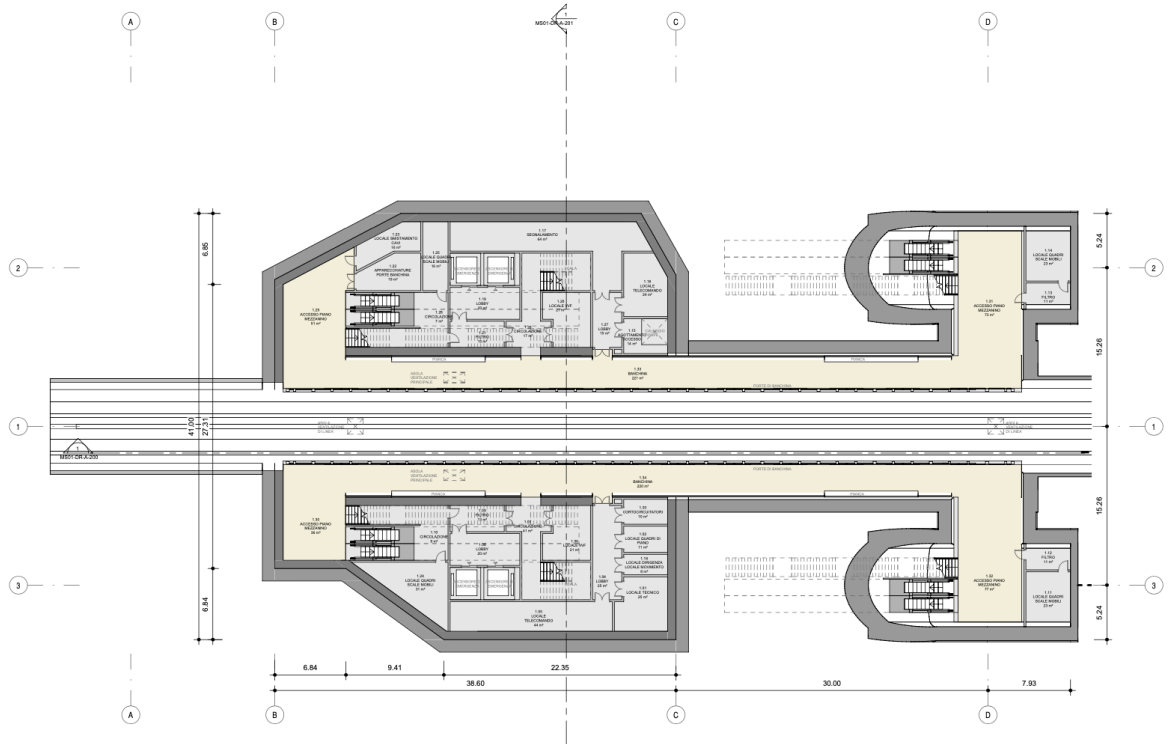


Figura 34 - pianta

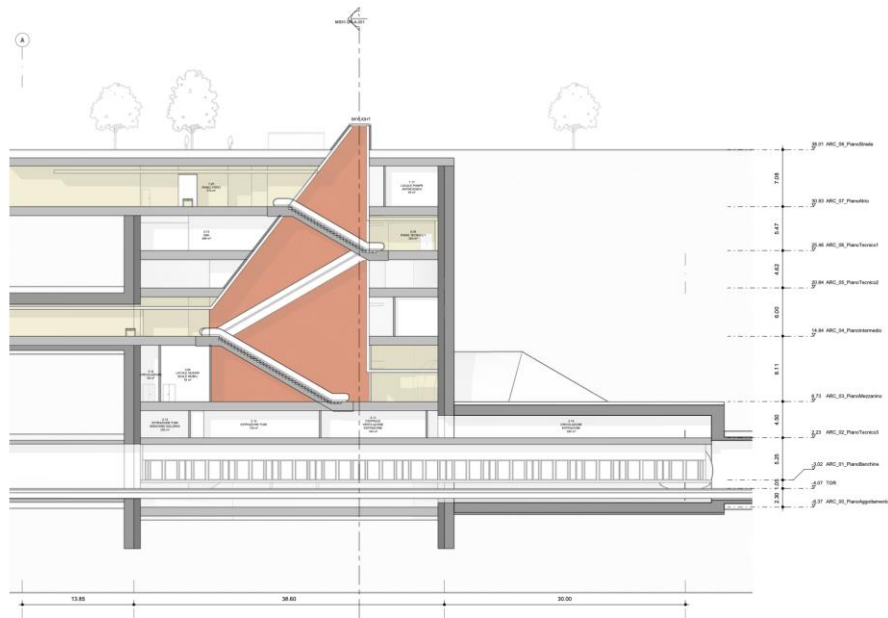


Figura 35 - profilo longitudinale

Mandataria

Mandanti

75

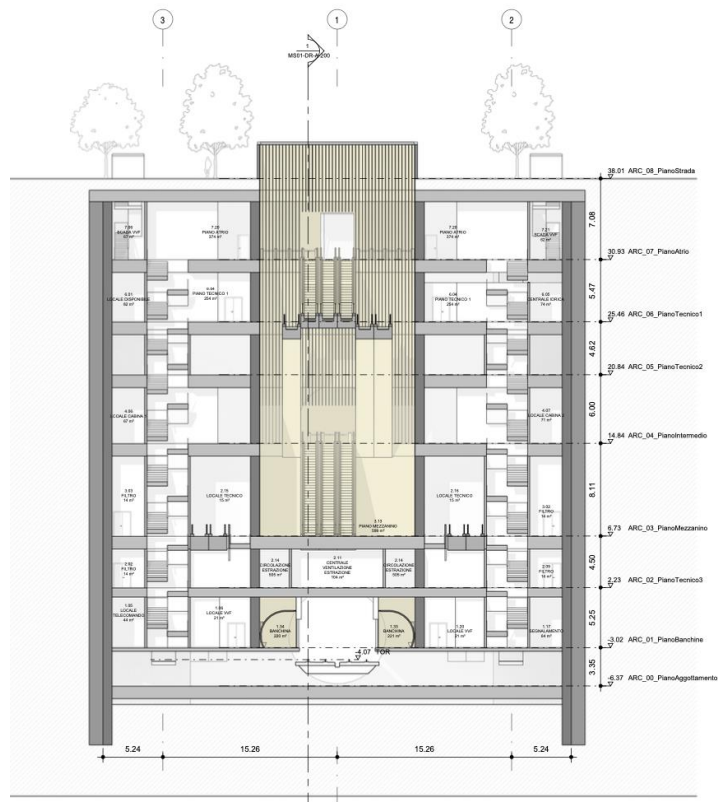
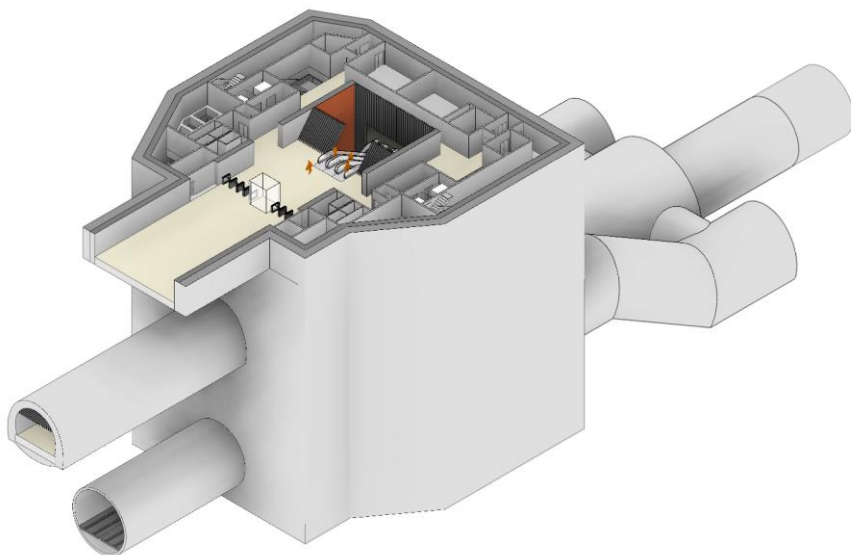


Figura 36 - sezione trasversale



VISTA ASSONOMETRICA PIANO ATICO

Figura 37 - rendering

Mandataria

Mandanti

76

6.1.5 Tipo E

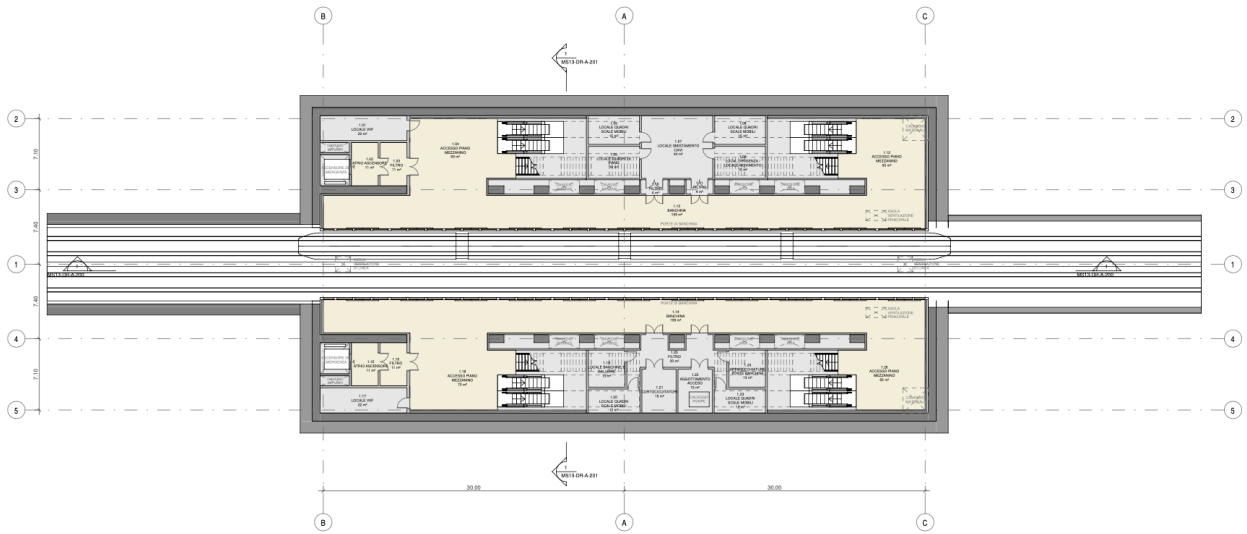
La tipologia strutturale E è applicata per la stazione Afragola e prevede la realizzazione di un uno scavo rettangolare di **circa 30x60m in pianta** all'interno del quale realizzare completamente la stazione. Lo scatolare è realizzato fra diaframmi dello spessore minimo di **1.0m**, servirà ad accogliere l'arrivo ed il passaggio della TBM. La tecnica realizzativa, come per tutte le altre stazioni, quella dello scavo in Top-Down, ovvero dello scavo dall'alto mediante svuotamento della scatola preventivamente realizzata fra diaframmi.

Man mano che si procede con gli scavi si realizzano **sistemi di puntonamento passivi** mediante **solai o travi in ca/acciaio** in funzione delle luci da coprire. Potranno essere localmente utilizzati anche **tiranti provvisori** utili al sostegno delle zone ove, per necessità di vani e forometrie, risulta complesso il sistema di puntonamento passivo durante la fase di discesa degli scavi. Il pozzo sarà a sua volta rivestito con delle **controfodere in cls armato** dello spessore variabile da 0,8 a 1,2m; lo spessore dipenderà dalla profondità della stazione, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni e dalla presenza o meno di falda. La stazione sarà completamente **impermeabilizzata** mediante apposizione di telo in PVC.

Preventivamente allo scavo del pozzo dovrà essere realizzato il **tamponi di fondo** in Jet grouting o tecnologie similari e **tamponi di arrivo e partenza TBM** a tergo delle paratie interferenti con gli scavi.

Una volta terminati gli scavi del pozzo e passata la TBM si potrà procedere alla realizzazione, mediante scavo in "tradizionale" degli **allarghi di banchina**.

Di seguito sono riportate alcune **figure tipologiche** rappresentanti la soluzione adottata.



PIANTA PIANO BANCHINE
1:200

Figura 38 - pianta

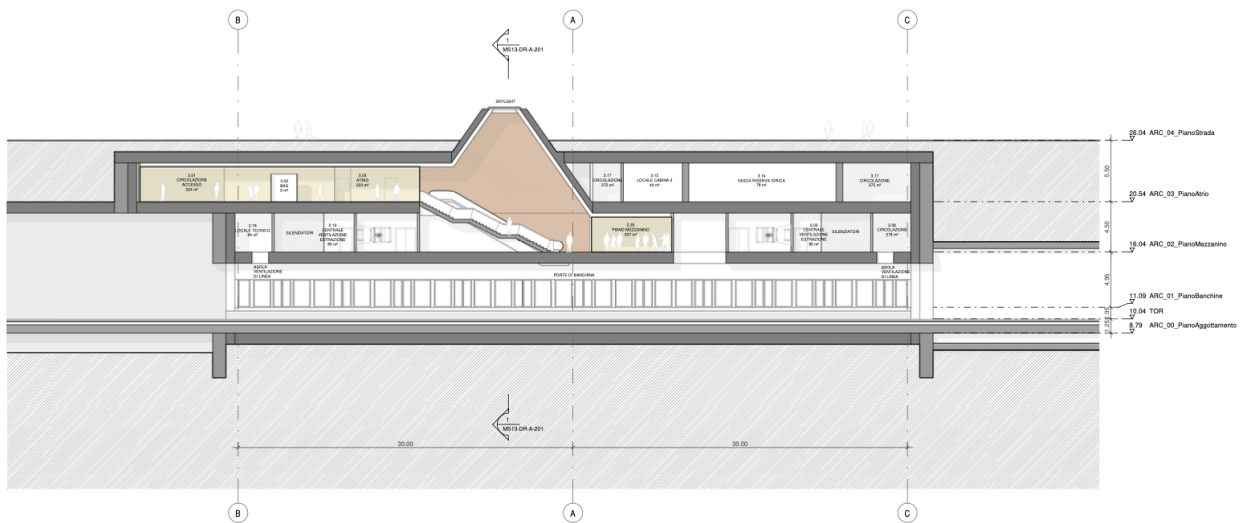


Figura 39 - profilo longitudinale

Mandataria

Mandanti

78

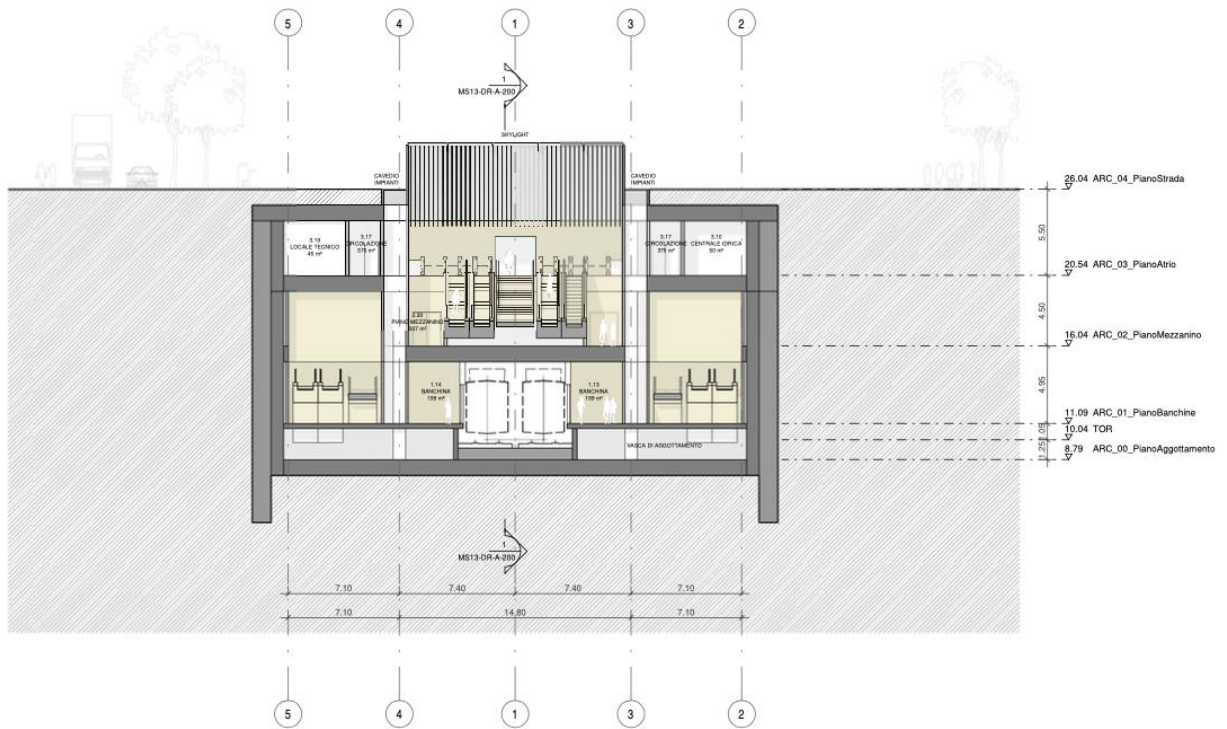


Figura 40 - sezione trasversale

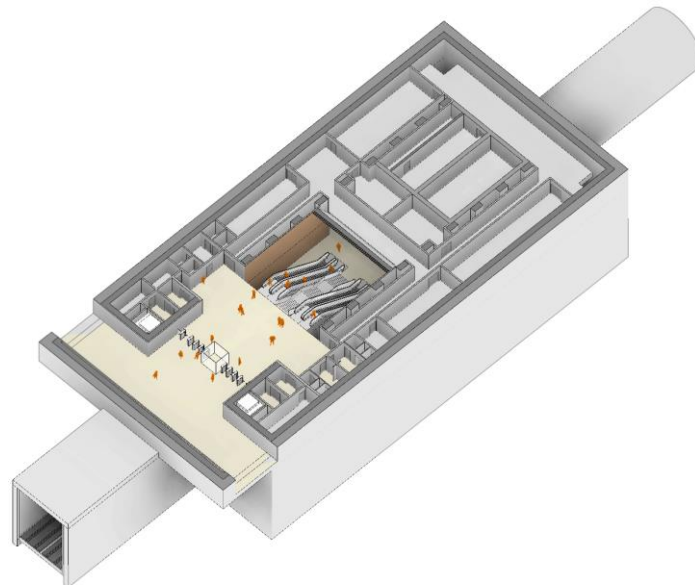


Figura 41 - rendering

Mandataria

Mandanti

79

6.2 Caratteristiche strutturali delle Stazioni

Le strutture per la creazione del pozzo all'interno del quale realizzare le stazioni ed il sistema di collegamenti fra la galleria e l'ambiente esterno devono tenere conto di diversi aspetti, fra i quali in particolare il contesto operativo assolutamente delicato all'interno del quale ci si troverà ad operare, le caratteristiche geologiche dei terreni attraversati, le modalità di movimentazione dei materiali, le interferenze con le strutture della galleria al di fuori delle stazioni e la presenza dei servizi a rete, aerei ed interrati.

Al fine di contenere i costi di costruzione, le fermate interrate vengono realizzate a cielo aperto. Le strutture sono eseguite all'interno di uno scavo le cui opere di contenimento sono costituite da paratie in c.a. contrastate mediante opportune travi puntone in acciaio-calcestruzzo o solai pieni e/o alleggeriti di contrasto. L'uso dei tiranti è limitato solo ad alcune zone dove non è possibile l'utilizzo di sistemi di contrasto, ovvero in presenza delle ampie forometrie delle scale o degli ascensori.

I solettoni di base delle stazioni sono opportunamente dimensionati per resistere alla sottospinta idraulica e possono essere collegati a micropali utilizzati per la stabilizzazione del solettone di fondo, così da diminuire le sollecitazioni indotte dalla sottospinta idraulica negli stessi.



Figura 13 - tipologico stazione top-down

Gli impalcati sono costituiti da solai in c.a. a predalles autoportanti, con alleggerimento in polistirolo.

In fase provvisoria l'impermeabilità del fondo scavo ed il miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni al piede delle paratie sono garantiti da appositi tamponi in jet grouting

eventualmente stabilizzati, nei confronti del galleggiamento, attraverso il sistema di ancoraggio realizzato mediante micropali a trazione citato in precedenza.

Al fine di garantire una adeguata impermeabilizzazione dei manufatti, si sono utilizzati manti in PVC monostrato.

Il processo costruttivo configurato per la realizzazione delle stazioni è chiaramente di tipo **top-down**; in tale modo si riesce anche a ridurre l'impatto della cantierizzazione nel centro abitato. Le fasi esecutive tipiche per la realizzazione di una stazione profonda sono riassunte di seguito.

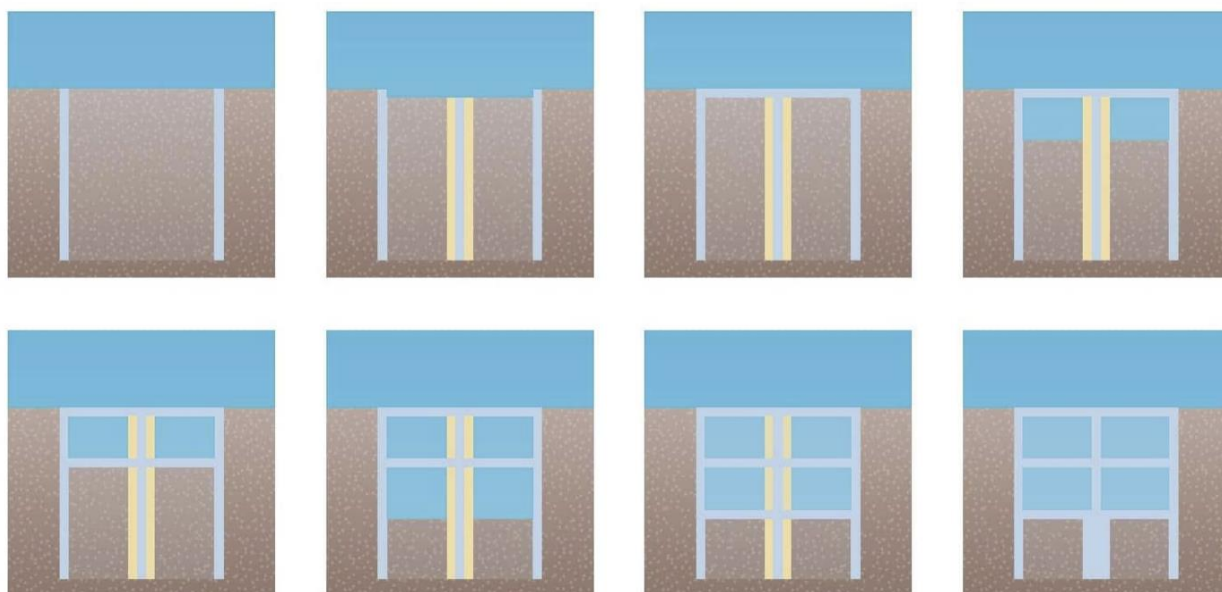


Figura 14 - costruzione corpo centrale stazione con tecnica "top-down"

6.3 Principali fasi costruttive

Esecuzione paratie

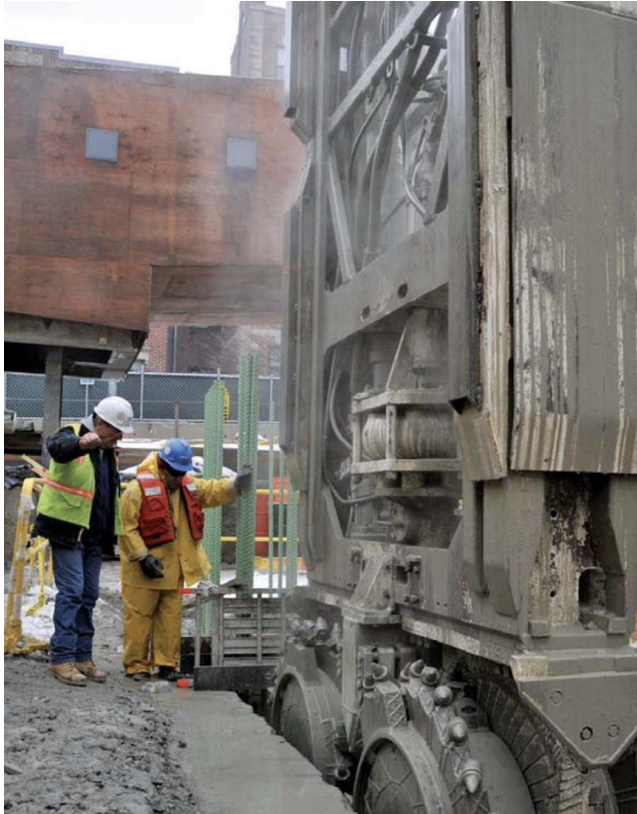


Figura 42 - idrofresa

Le paratie laterali sono realizzate da 2 m dal piano campagna, previa formazione di cordoli guida. Lo scavo di uno strato di terreno prima dell'esecuzione delle paratie consente di ridurre l'altezza totale dei diaframmi, e consente di avere, a strutture ultimate, il ricoprimento necessario per il passaggio dei sottoservizi (1.50 m), senza la necessità di demolire parzialmente le paratie.

Tenuto conto delle resistenze d'ammasso nonché le profondità di scavo si ritiene necessario l'utilizzo di "idrofresa" in grado di abbattere le porzioni maggiormente resistenti garantendo la verticalità delle opere entro valori inferiori all'1%.

L'idrofresa cala progressivamente nella trincea frantumando il terreno e la roccia secondo la sagoma del diaframma.

Il cantiere fresa deve essere dotato di un efficace impianto di pulizia del fango capace di trattare dai 300 ai 500 mc/ora di fanghi di estrazione.

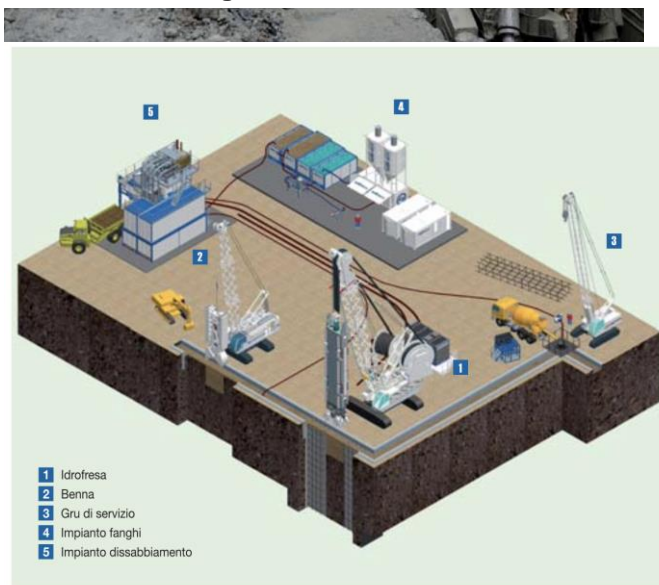


Figura 43 - schema tipo di cantiere per realizzazione di diaframmi con idrofresa

I diaframmi dovranno compenetrarsi fra loro al fine di formare una continuità strutturale "a freddo" capace di assicurare, per quanto possibile, l'impermeabilità del sistema. Per

Mandataria

Mandanti

82

realizzare tale compenetrazione dovranno essere realizzati dei diaframmi primari e successivamente, fra loro, realizzare il diaframma secondario di sigillatura.

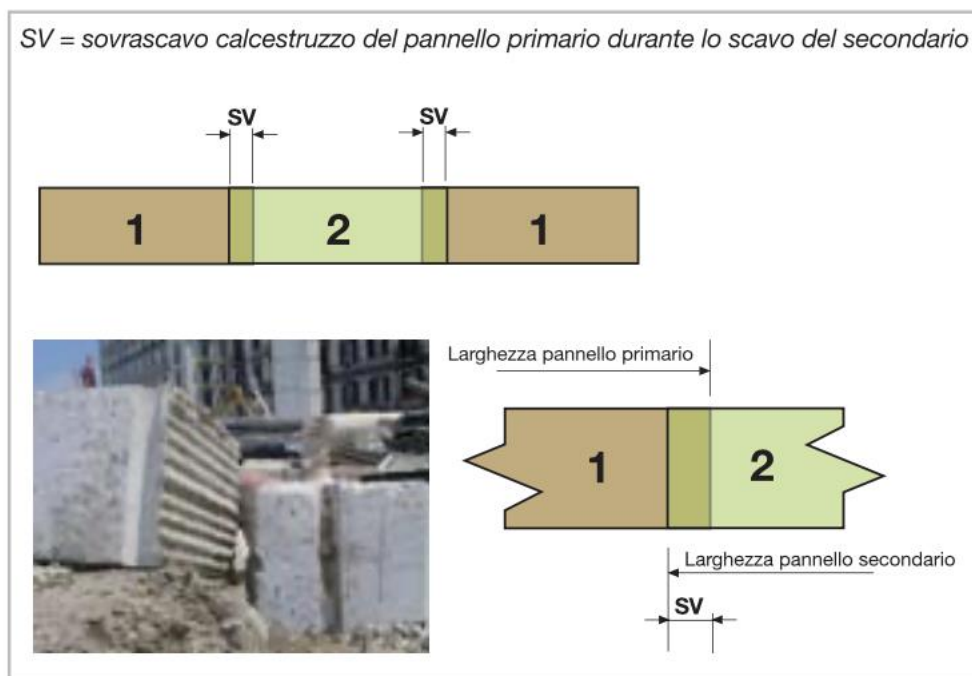


Figura 44 – schema di esecuzione diaframmi primari e secondari

Esecuzione tampone di fondo .

Nella progettazione delle stazioni è stato tenuto in conto della presenza di tale battente mediante l'ausilio di tamponi di fondo di impermeabilizzazione con spessore variabile dai 5 ai 10metri la cui realizzazione è per ora ipotizzata mediante tecnologie in jet grouting.

Il tampone ha una duplice funzione: impermeabilizzare il fondo scavo ed impedire la risalita dell'acqua; consolidare il terreno a fondo scavo per stabilizzare le paratie. A seconda delle caratteristiche del terreno e della stratigrafia, il tampone svolgerà una od entrambe le funzioni e potrà essere realizzato mediante tecnologie monofluido, bifluido o trifluido. In casi particolari potrebbe essere necessario l'ausilio di tecniche di congelamento del terreno

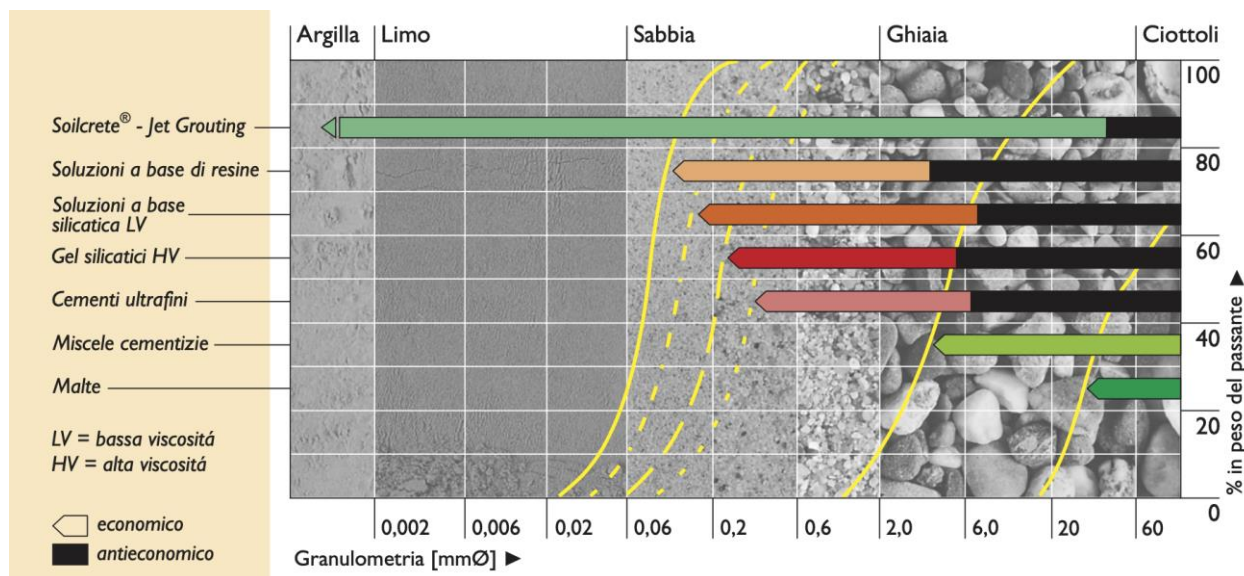


Figura 16 - campi di applicabilità trattamenti di grouting

Generalmente il trattamento in Jet grouting copre un'ampia variabilità di granulometrie possibili di terreno da trattare.

Le stazioni di cui si ipotizza l'utilizzo di tale presidio sono Cavour, Orto Botanico, Carlo III, Ottocalli, Afragola garibaldi, Afragola Centro, Afragola AV.

La tabella sottostante riporta i battenti medi previsti per ogni singola stazione.

	FALDA HW
Cavour + SSE	1-2bar
Via Foria-Orto Botanico	1-2bar
Carlo III	1-2bar
Ottocalli	1-2bar
Leonardo Bianchi	fuori falda
Di Vittorio	fuori falda

Casavatore-San Pietro	fuori falda
Casoria-Casavatore	fuori falda
Casoria Centro	fuori falda
Casoria Afragola	fuori falda
Afragola Garibaldi	1-2bar
Afragola Centro	1-2bar
Afragola AV	1-2bar

Getto solettone di copertura

Getto parziale del solettone di copertura predisponendo apposite asole per la movimentazione dei materiali all'interno delle stazioni; tali asole sono previste nella zona predisposta per il vano scale delle uscite di emergenza. In fase esecutiva tali asole potranno subire modifiche in funzione delle esigenze di cantiere e delle caratteristiche specifiche di ogni sito.

Scavo tra le paratie

Esecuzione dello scavo tra le paratie fino alla quota prevista per il primo ordine delle travi puntone o solaio di contrasto.

Posa in opera dei puntoni o realizzazione del solaio di contrasto

Assemblaggio delle travi puntone a piè d'opera all'interno delle tasche appositamente predisposte nella trave di ripartizione in fase di getto o realizzazione dei solai di contrasto.

Tale operazione di scavo e realizzazione dei contrasti si ripete fino alla quota del solettone di fondo.

Posa in opera dell' impermeabilizzazione getto della controparti e dei solai

Successivamente al getto del solettone fondo si procede alla posa dell'impermeabilizzazione , al getto delle contropareti e delle porzioni di solaio rimanenti.

Realizzazione soletta di copertura

Ultimazione del getto della soletta di copertura. Si posa l'impermeabilizzazione sulla copertura e si getta il massetto di protezione. É quindi possibile procedere con i rinterrati e i ripristini superficiali.

Per l'entrata e l'uscita delle frese dalla stazione saranno da prevedersi dei tamponi in jet grouting a tergo delle paratie interferenti con la sagoma della TBM. Tali tamponi avranno dimensioni medie di 15 metri di larghezza ed altezza e spessore variabile fra i 6 ed i 10 metri.

Di seguito il dettaglio dei materiali che si prevede di utilizzare per la realizzazione delle opere di stazione.

TABELLA MATERIALI	
CALCESTRUZZO STRUTTURALE DIAFRAMMI	
Classe di resistenza	C25/30
Classe di lavorabilità	S4-S5
Classe di esposizione ambientale	XC2
Diametro massimo inerti	25mm
Copriferro	60 mm
WATER-STOP IN PVC	
Resistenza alla trazione \geq 13 MPa	
Allungamento a rottura \geq 300%	
Durezza Shore A \geq 75 \pm 5	
Resistenza a battente idraulico \geq 15m	
ACCIAIO PER ARMATURE	
Classe di resistenza	B450C
Valori limite di tensione	$f_{yk} \geq 450\text{MPa}$ $f_{tk} \geq 540\text{MPa}$ $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} \leq 1.35$
DIAMETRO MANDRINO	
- $\varnothing \leq 16\text{mm}$ \rightarrow	4 \varnothing (diametro minimo del mandrino per piegature)
- $\varnothing > 16\text{mm}$ \rightarrow	7 \varnothing (diametro minimo del mandrino per piegature)

TABELLA MATERIALI

CALCESTRUZZO STRUTTURALE FONDAZIONE, FODERE, PIEDRITTI

Classe di resistenza	C25/30
Classe di lavorabilità	S4-S5
Classe di esposizione ambientale	XC2
Diametro massimo inerti	25mm
Copriferro	40 mm

CALCESTRUZZO STRUTTURALE COPERTURA, MEZZANINO

Classe di resistenza	C30/37
Classe di lavorabilità	S4-S5
Classe di esposizione ambientale	XC3
Diametro massimo inerti	25mm
Copriferro	40 mm

CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE

Classe di resistenza	C35/45
Classe di lavorabilità	S4-S5
Classe di esposizione ambientale	XC3
Diametro massimo inerti	20mm
Copriferro	40 mm

CALCESTRUZZO STRUTTURALE SCALE, SETTI SCALE, SETTI ASCENSORI

Classe di resistenza	C28/35
Classe di lavorabilità	S4-S5
Classe di esposizione ambientale	XC3
Diametro massimo inerti	25mm
Copriferro	40 mm

CALCESTRUZZO STRUTTURALE ELEMENTI FUORI TERRA

Classe di resistenza	C32/40
Classe di lavorabilità	S4-S5
Classe di esposizione ambientale	XC4
Diametro massimo inerti	25mm
Copriferro	40 mm

ACCIAIO PER ARMATURE

Classe di resistenza	B450C
Valori limite di tensione	$f_{yk} \geq 450\text{MPa}$ $f_{tk} \geq 540\text{MPa}$ $1.15 \leq f_{tk} / f_{yk} \leq 1.35$

Completamento delle opere di fermata

Al termine dello scavo delle opere di stazione si potrà procedere allo scavo dei **cunicoli di uscita dalle stazioni, mezzanino, tunnel scale mobili** mediante tecnologie di **scavo tradizionali** ovvero mediante interventi di pre-consolidamento in avanzamento al fronte e contorno del cavo, centine e spritz beton e rivestimenti finali in cls armati.

Tenuto conto della difficoltà costruttiva dell'opera si è previsto lo scavo mediante metodo "tradizionale" definito ADECO-RS. Il metodo perviene alla definizione delle soluzioni progettuali sulla base della valutazione del **comportamento tenso-deformativo del sistema nucleo d'avanzamento-fronte di scavo**, considerando tutte le problematiche di avanzamento ed analizzando/limitando già in fase di progettazione i rischi ad esse conseguenti; l'approccio consente inoltre, in fase di costruzione, di calibrare gli interventi di sostegno e consolidamento sulla base delle effettive necessità riscontrate in fase di scavo, con notevoli risparmi di costi e tempi nella realizzazione dell'opera, ma soprattutto rispettando i più elevati standard di sicurezza grazie al controllo sistematico di tutte le grandezze critiche (convergenze, estrusioni, livelli tensionali dell'ammasso e dei rivestimenti) mediante un accurato e pianificato sistema di monitoraggio geologico-geotecnico. L'applicazione del nuovo approccio consente inoltre

l'industrializzazione degli scavi, fornendo maggiori garanzie circa il rispetto dei tempi e dei costi di costruzione.



Figura 18 - sezione di scavo di grandi dimensioni – metodo ADECO-RS

La valutazione dell'evoluzione dello stato tensionale nel terreno, a seguito della realizzazione di una galleria, può essere opportunamente condotta attraverso l'analisi dei fenomeni deformativi del mezzo attraversato, che forniscono informazioni sul comportamento della cavità nei riguardi della **stabilità a breve e a lungo termine**. Il comportamento del cavo e del fronte è infatti funzione, oltre che delle caratteristiche geometriche della cavità stessa e dei carichi litostatici cui è soggetta, delle caratteristiche di resistenza e di deformabilità del nucleo d'avanzamento, inteso come il prisma di terreno individuato a monte del fronte dallo stesso profilo di scavo per una profondità di circa un diametro. Se il nucleo non è costituito da materiale sufficientemente rigido e resistente da mantenere in campo elastico il proprio comportamento tenso-deformativo, si sviluppano fenomeni deformativi e plasticizzazioni rilevanti in avanzamento sul fronte, cui conseguono il detensionamento e il decadimento delle caratteristiche geomeccaniche del terreno al contorno del cavo. Se, viceversa, il comportamento del nucleo d'avanzamento si mantiene in campo elastico, esso svolge un'azione di precontenimento del cavo, che si mantiene a sua volta in condizioni elastiche, conservando le caratteristiche di massima resistenza del materiale attraversato. Il comportamento del fronte di scavo, al quale è legato quello della cavità, può essere, secondo l'approccio ADECO-RS, sostanzialmente ricondotto alle seguenti tre categorie di comportamento: **Categoria A "fronte stabile"**, **Categoria B "fronte stabile a breve termine"**, **categoria C "fronte instabile"**.

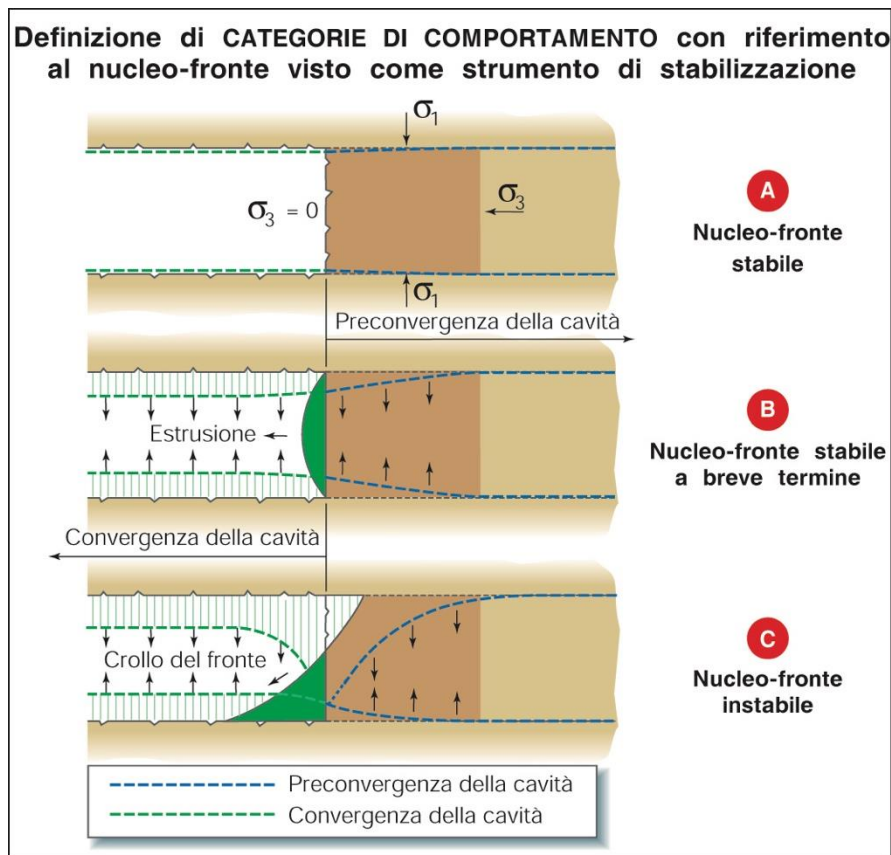


Figura 19 - categorie di comportamento

In fase di **ANALISI** si individuano le **CATEGORIE** di **COMPORTAMENTO** **A**, **B** e **C** lungo il tracciato della galleria in base alle caratteristiche del terreno, ed attraverso modelli matematici. Nella successiva fase di **CONTROLLO** in base alle categorie di comportamento individuate, si definisce quali azioni di precontenimento o di semplice contenimento andranno applicati, definendo così, nel dettaglio, le sezioni tipo di avanzamento. La figura sotto riportata schematizza il flusso delle fasi progettuali. Nel dettaglio le fasi di progettazione prevedono la Fase conoscitiva, la Fase di Diagnosi e la Fase di Terapia, brevemente descritte nel seguito.

4. una fase conoscitiva, riferita alla conoscenza geologica, geomeccanica ed idrogeologica del mezzo;
5. una fase di diagnosi, riferita alla previsione, per via teorica, del comportamento del mezzo in termini di risposta deformativa nell'ipotesi di assenza d'interventi di stabilizzazione;
6. una fase di terapia, riferita, prima, alla definizione delle modalità di scavo e stabilizzazione del mezzo al fine di regimare la risposta deformativa e poi alla valutazione, per via teorica, dell'efficacia, a questo riguardo, delle soluzioni scelte;
7. una fase di verifica, riferita al controllo per via sperimentale del comportamento reale del mezzo allo scavo in termini di risposta deformativa per la messa a punto dei sistemi di scavo e di stabilizzazione.

Figura 21 - schema di flusso progettuale

Momento	Fase	Descrizione
Progettazione	– Conoscitiva	– <u>Analisi degli equilibri naturali preesistenti</u>
	– Diagnosi	– <u>Analisi e previsione dei fenomeni deformativi (*) in assenza di opere di stabilizzazione</u>
	– Terapia	– <u>Controllo dei fenomeni deformativi (*) in termini di scelta dei sistemi di stabilizzazione</u>
Costruzione	– Operativa	– <u>Applicazione degli strumenti di stabilizzazione per controllare i fenomeni deformativi (*)</u>
	– Verifica	– <u>Controllo e lettura dei fenomeni deformativi (*) come risposta dell'ammasso durante l'avanzamento degli scavi (rilevamento estrusione del fronte e convergenze superficiali e profonde del cavo)</u>
	– Messa a punto del progetto	– <u>Interpretazione dei fenomeni deformativi (*)</u> – <u>Bilanciamento dei sistemi di stabilizzazione tra il fronte e il perimetro di scavo</u>

(*) Fenomeni deformativi in termini di estrusione del fronte e di convergenze superficiali e profonde del cavo

Di seguito sono riportati gli schemi di carpenteria delle sezioni tipo di galleria nonché gli interventi di massima previsti per la loro realizzazione.

Tutte le sezioni seguono uno schema d'avanzamento simile; preventivamente allo scavo si procede alla realizzazione di interventi di preconsolidamento al fronte ed al contorno del cavo mediante tubi in vetroresina cementati o iniettati con miscele cementizie a bassa pressione.

Ogni sezione tipo è costituita da (per i dettagli vedere le singole tabelle di seguito riportate):

- un preconsolidamento del fronte realizzato mediante la posa in opera di tubi in VTR cementati.

- un preconsolidamento al contorno della futura sezione di scavo mediante iniezioni cementizie in pressione, realizzate mediante tubi in VTR, valvolati con 1 vlv/m;
- eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua;
- eventuale preconsolidamento al piede delle centine mediante tubi in VTR;
- un prerivestimento composto da centine con passo $p = 1.00\text{m}$ e da uno strato di spritz-beton armato con rete elettrosaldata o fibrorinforzato;
- impermeabilizzazione costituita da tessuto non tessuto e un manto in pvc (definita tipo Milano);
- rivestimento definitivo in cls armato

Le fasi costruttive sono di seguito dettagliate

FASE 1: esecuzione del preconsolidamento del fronte.

Dal fronte di scavo, sagomato a forma concava con freccia di circa 1.5 m, si realizza il preconsolidamento del fronte mediante la posa di tubi in VTR cementati, Le fasi costruttive sono le seguenti:

- esecuzione sul fronte dello strato di spritz-beton fibrorinforzato o armato con rete elettrosaldata, avente spessore di 10 cm;
- perforazione $\varnothing \geq 100\text{ mm}$ (eseguita, ove necessario, a secco o con impiego di schiume);
- posa dell'elemento strutturale in VTR ad aderenza migliorata, munito dell'opportuna attrezzatura per la cementazione ed esecuzione di cianfrinatura a boccaforo;
- esecuzione della cementazione mediante miscele cementizie a ritiro controllato ogni 9-10 fori;

FASE 2: consolidamento al contorno ed al piede della centina

Dal fronte di scavo, si realizza un arco di terreno consolidato mediante iniezioni cementizie al contorno della futura sezione di scavo ed eventualmente in prossimità del piede della centina, attraverso perforazioni inclinate rispetto all'orizzontale secondo quanto indicato negli elaborati di progetto.

Le modalità esecutive risultano:

perforazione $\varnothing \geq 100\text{ mm}$ (eseguita per quanto possibile a secco o con impiego di schiume); inserimento del tubo in VTR ad elevata resistenza allo scoppio ($p > 8\text{MPa}$), valvolato con 1 valv./m per iniezioni in pressione; tali tubi potranno essere anche in resina poliestere rinforzata con fibre di vetro;

formazione della "guaina" al contorno del tubo ogni 4÷5 fori mediante cementazione con miscela ricca in bentonite le cui caratteristiche di massima sono riportate nel relativo elaborato grafico;

iniezione in pressione, valvola per valvola, di una miscela cementizia le cui caratteristiche di massima, da definire compiutamente in corso d'opera, sono riportate nel relativo elaborato grafico.

Le sequenze operative andranno adattate alle caratteristiche dell'ammasso ma dovranno comunque essere tali da consentire l'inghisaggio dell'elemento strutturale al terreno mediante il riempimento dell'intercapedine tra elemento e pareti del foro.

FASE 3: esecuzione di eventuali drenaggi (eventuali)

Esecuzione di eventuali drenaggi in avanzamento, in caso di presenza d'acqua, il cui numero, le posizioni e le relative inclinazioni saranno definite in corso d'opera in funzione della situazione effettivamente riscontrata.

FASE 4: esecuzione scavo

Esecuzione scavo di avanzamento a piena sezione per singoli sfondi di lunghezza pari a circa 1.00m, sagomando il fronte a forma concava ad ogni sfondo parziale ed eseguendo uno strato di spritz-beton armato di 5 cm su ognuno di tali fronti.

FASE 5: posa in opera del rivestimento di prima fase

Al termine di ogni singolo sfondo verrà messo in opera il rivestimento di 1^a fase costituito da centine metalliche passo 1.00 m e da uno strato di spritz-beton armato con rete elettrosaldata ($\varnothing 6$ 15x15) o fibrorinforzato. Le centine appena posate dovranno essere collegate alle altre attraverso le apposite catene.

FASE 6: getto arco rovescio e murette

Il getto dell'arco rovescio e delle murette dovrà avvenire entro 3 \varnothing dal fronte. Le misure di estrusione del fronte e di convergenza del cavo potranno indicare distanze diverse e, inoltre: la necessità di effettuare tale getto entro distanze più restrittive (al limite realizzando il campo di avanzamento in due fasi distinte, alternandole al getto dell'arco rovescio); la lunghezza dei campioni di arco rovescio da realizzare; la possibilità di realizzare il consolidamento del fronte del successivo campo di avanzamento prima del getto di arco rovescio e murette.

FASE 7: impermeabilizzazione

La posa in opera dell'impermeabilizzazione sarà eseguita prima del getto del rivestimento definitivo.

FASE 8: getto rivestimento definitivo

Tale operazione seguirà il fronte ad una distanza non superiore a 9 \varnothing . Anche in questo caso in funzione dell'andamento delle misure di convergenza si potranno eventualmente stabilire distanze diverse, anche più restrittive entro cui eseguire il getto del rivestimento definitivo.

Di seguito sono riportati gli schemi di dettaglio delle sezioni tipo di Cunicolo di collegamento, Mezzanino e scale mobili.

CUNICOLO DI USCITA

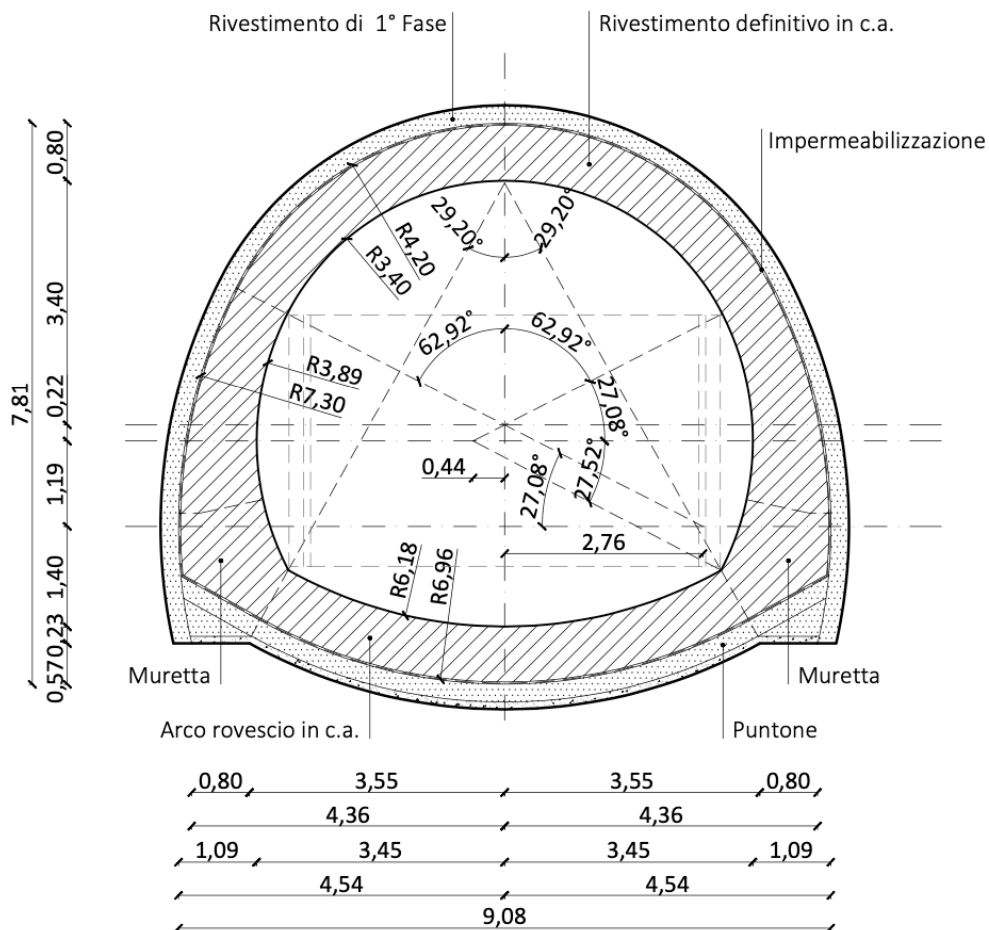


Figura 45 - Cunicolo di collegamento - carpenteria

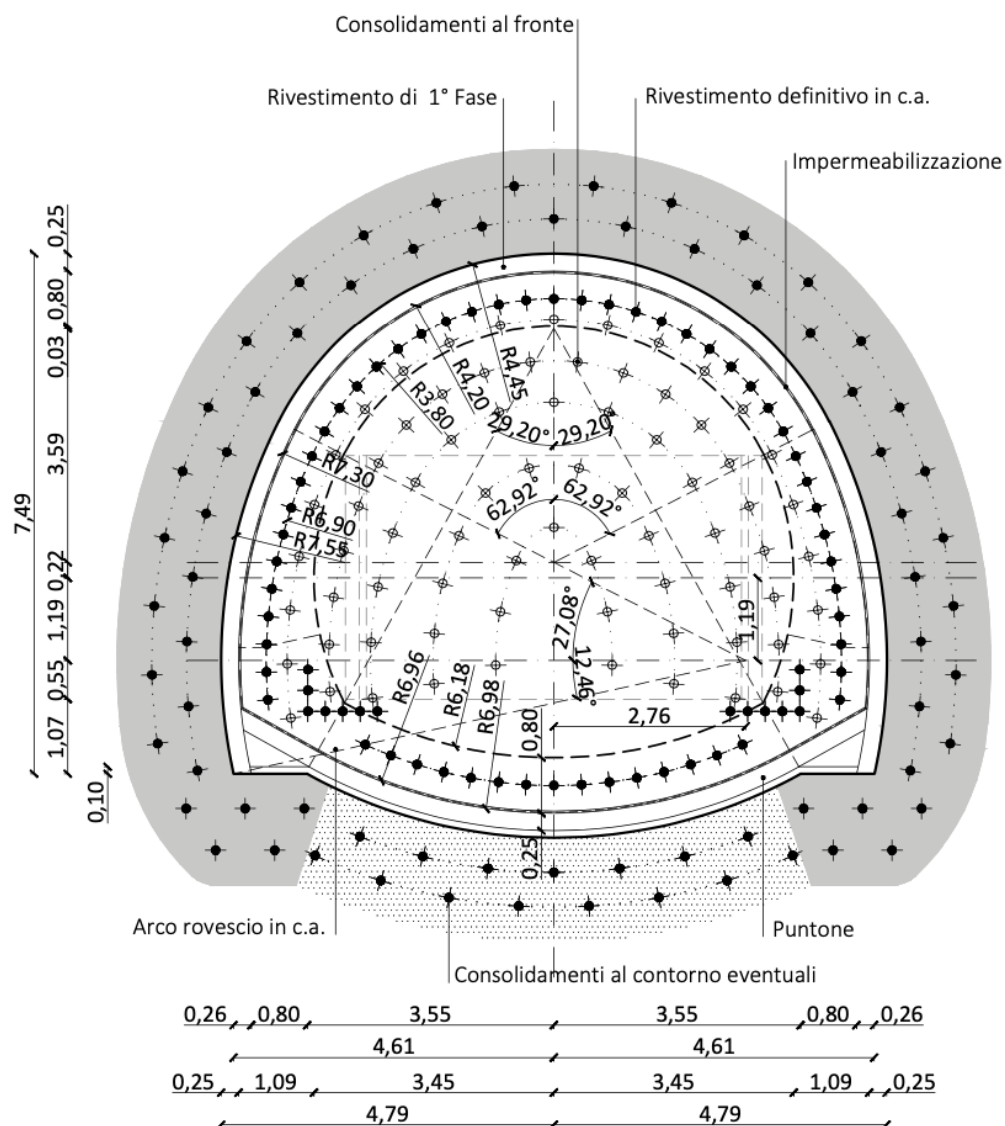


Figura 46 - Cunicolo di collegamento - scavi e consolidamenti

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE	N°55 TUBI IN VTR Ø60/40 CEMENTATI L=18.00m/sovr.=9.00m
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO	N°50 TUBI IN VTR Ø60/40 VALVOLATI (1vlv/m) L=18.00m/sovr.=9.00m, - 100litri/vlv (INIEZ. CEMENTIZIE)
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO EVENTUALI	N°15 TUBI IN VTR Ø60/40 VALVOLATI (1vlv/m) L=18.00m/sovr.=9.00m, - 100litri/vlv (INIEZ. CEMENTIZIE)
DRENAGGI IN AVANZAMENTO (*)	N.6 (3+3) L=30.00m SOVRAPPOSIZIONE=12.00m,
IMPERMEABILIZZAZIONE	PVC SPESS. ≥2mm - 27.05ml/m

(*) DA ESEGUIRSI IN CASO DI PRESENZA D'ACQUA

SFONDO	MAX 1.00m
CAMPO D'AVANZAMENTO	9.00m
PASSO CENTINE	1.00m

Figura 47 – interventi previsti

GALLERIA A FORO CIECO DI MEZZANINO

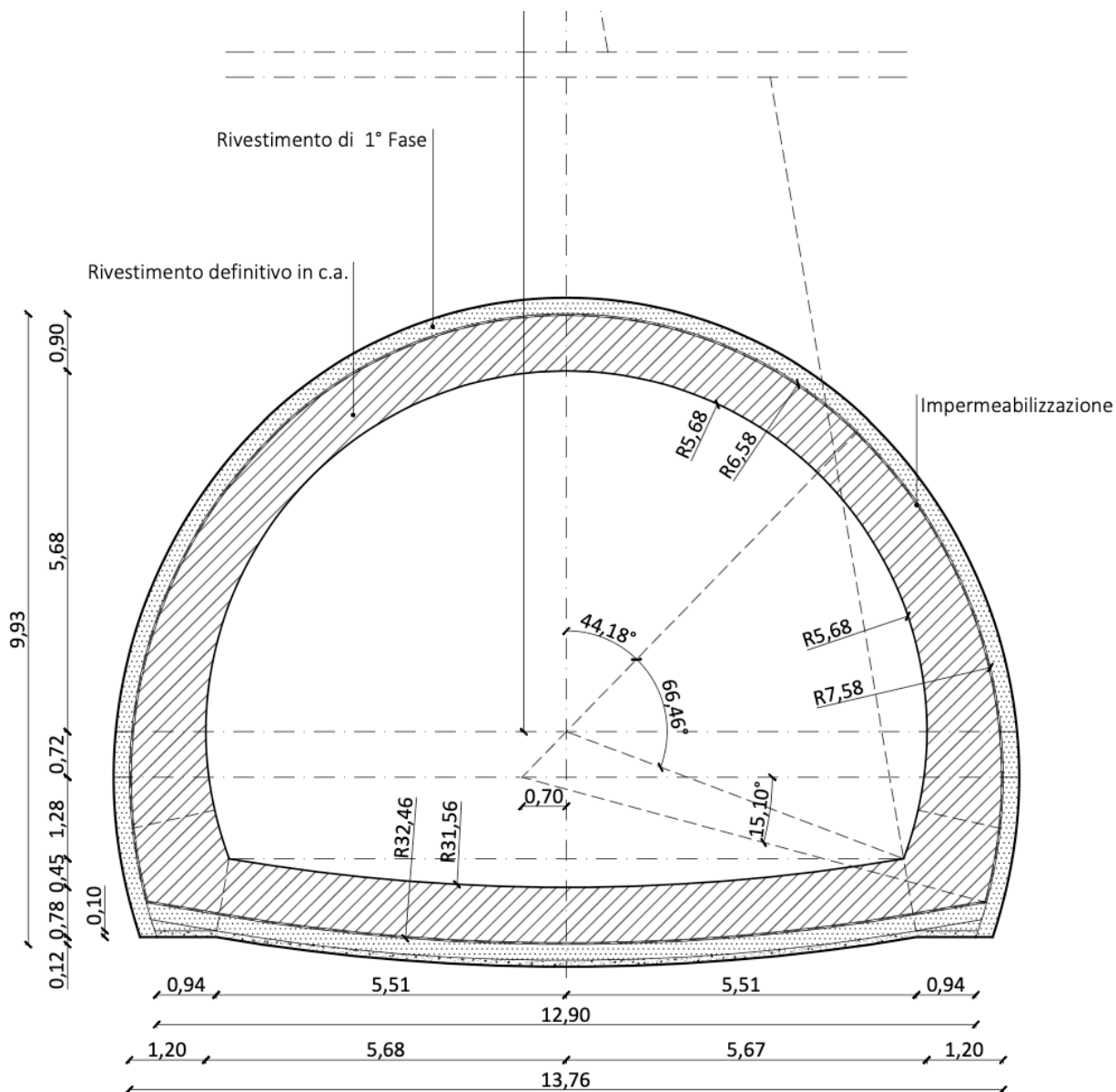


Figura 48 - Mezzanino - carpenteria

Mandataria

Mandanti

96

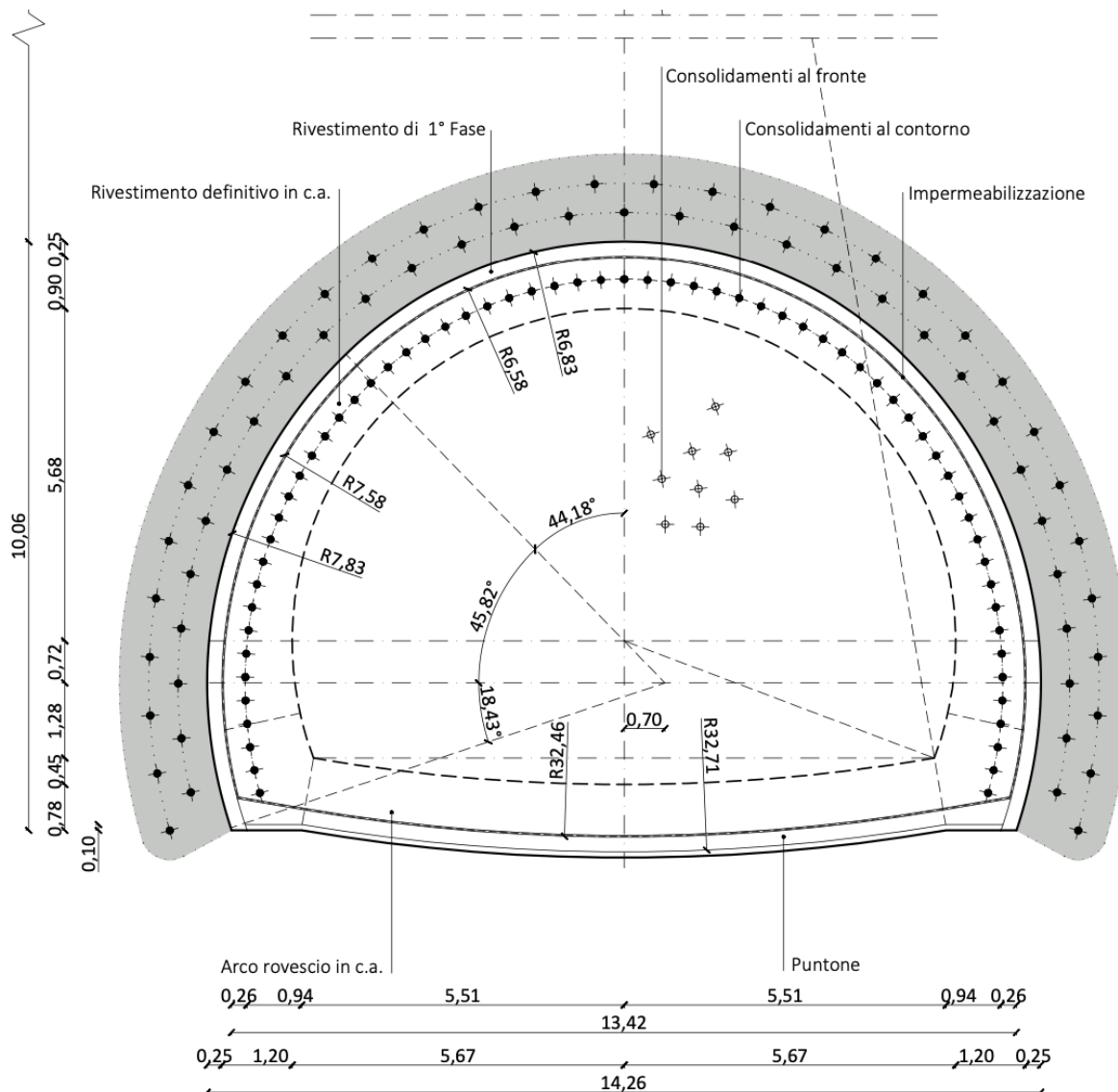


Figura 49 - Mezzanino - Scavi e consolidamenti

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE	N°145 TUBI IN VTR Ø60/40 CEMENTATI L=18.00m/sovr.=9.00m
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO	N°63 TUBI IN VTR Ø60/40 VALVOLATI (1vlv/m) L=18.00m/sovr.=9.00m, - 100litri/vlv (INIEZ. CEMENTIZIE)
DRENAGGI IN AVANZAMENTO (*)	N.6 (3+3) L=30.00m SOVRAPPOSIZIONE=12.00m,
IMPERMEABILIZZAZIONE	PVC SPESS. >2mm - 39.47m ² /m IMPERMEABILIZZAZIONE TIPO "MILANO"

(*) DA ESEGUIRSI IN CASO DI PRESENZA D'ACQUA

SFONDO	MAX 1.00m
CAMPO D'AVANZAMENTO	9.00m
PASSO CENTINE	1.00m

Figura 50 - interventi previsti

CUNICOLO SCAVATO A FORO CIECO – SCALE MOBILI

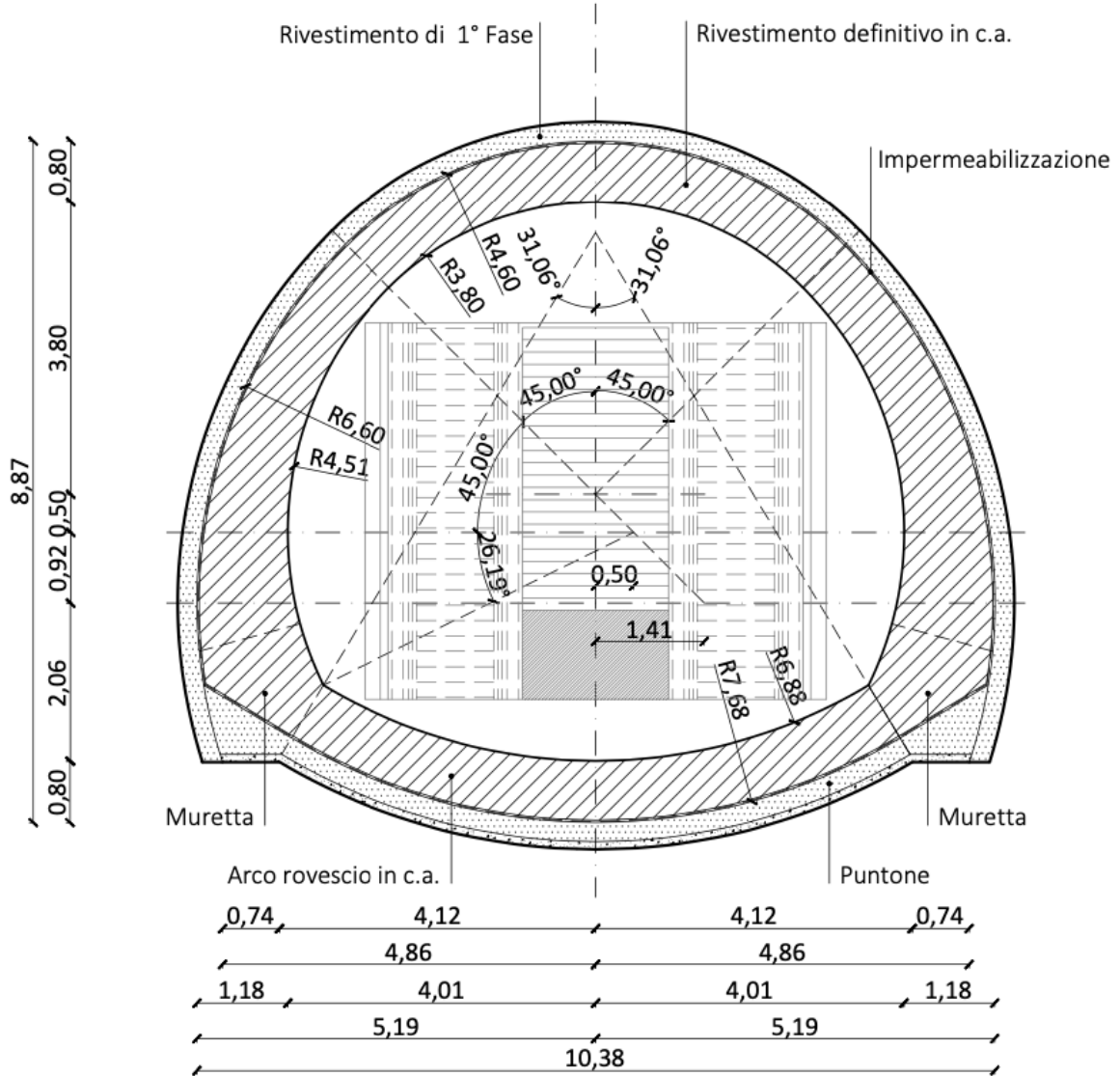


Figura 51 - Scale Mobili - carpenteria

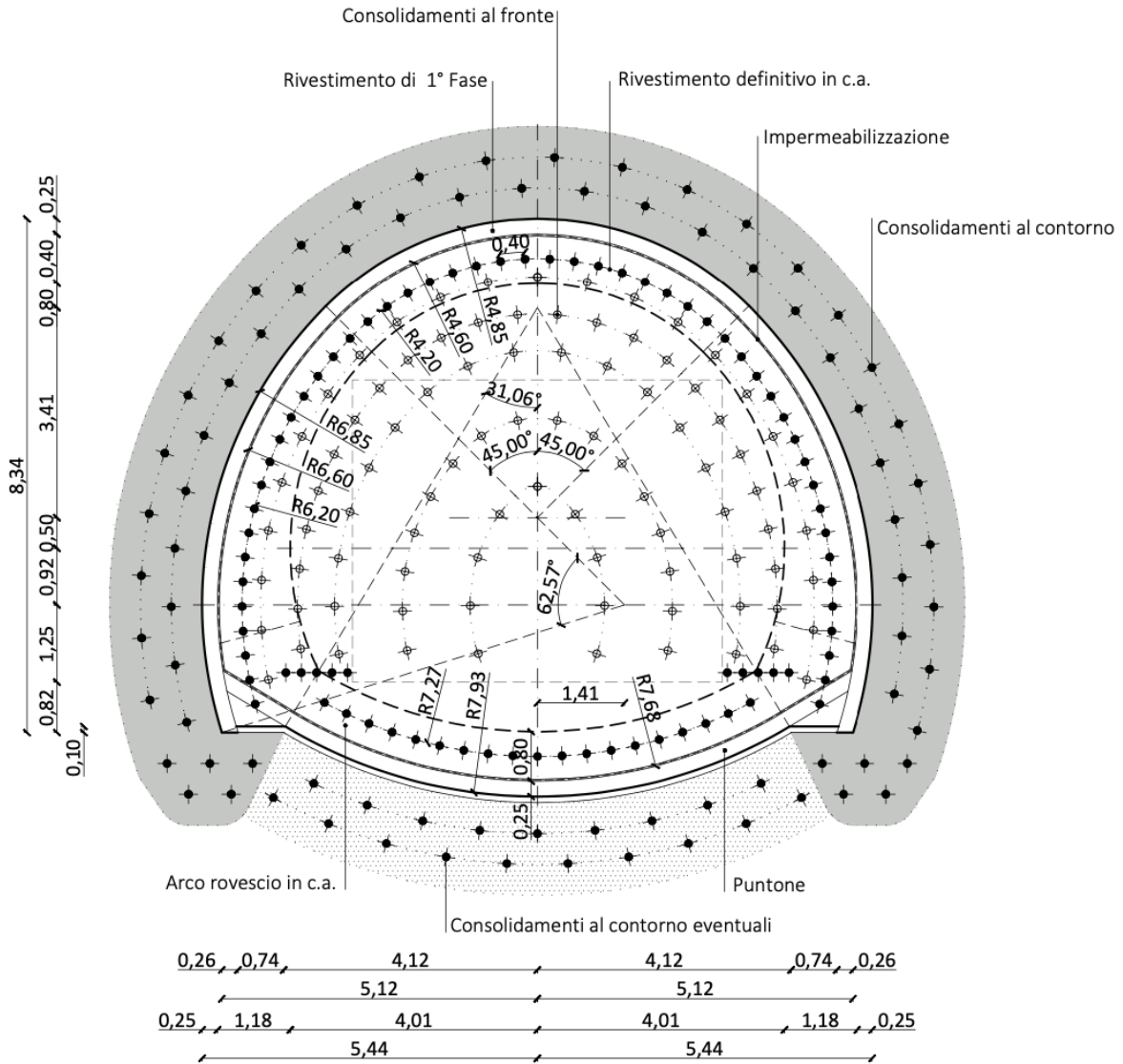


Figura 52 - Scale Mobili - Scavi e consolidamenti

INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL FRONTE	N°45 TUBI IN VTR Ø60/40 CEMENTATI L=18.00m/sovr.=9.00m
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO	N°45 TUBI IN VTR Ø60/40 VALVOLATI (1vlv/m) L=18.00m/sovr.=9.00m, - 100litri/vlv (INIEZ. CEMENTIZIE)
INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO AL CONTORNO EVENTUALI	N°19 TUBI IN VTR Ø60/40 VALVOLATI (1vlv/m) L=18.00m/sovr.=9.00m, - 100litri/vlv (INIEZ. CEMENTIZIE)
DRENAGGI IN AVANZAMENTO (*)	N.6 (3+3) L=30.00m SOVRAPPOSIZIONE=12.00m,
IMPERMEABILIZZAZIONE	PVC SPESS. >2mm - 30.74m ² /m IMPERMEABILIZZAZIONE TIPO "MILANO"
(*) DA ESEGUIRSI IN CASO DI PRESENZA D'ACQUA	
SFONDO	MAX 1.00m
CAMPO D'AVANZAMENTO	9.00m
PASSO CENTINE	1.00m

Figura 53 - interventi previsti

Ove necessario le **gallerie di banchina** saranno realizzate mediante allargo da fresa per il tramite di consolidamenti radiali e successivi allarghi, come mostrato nelle Figura 54 e Figura 55.

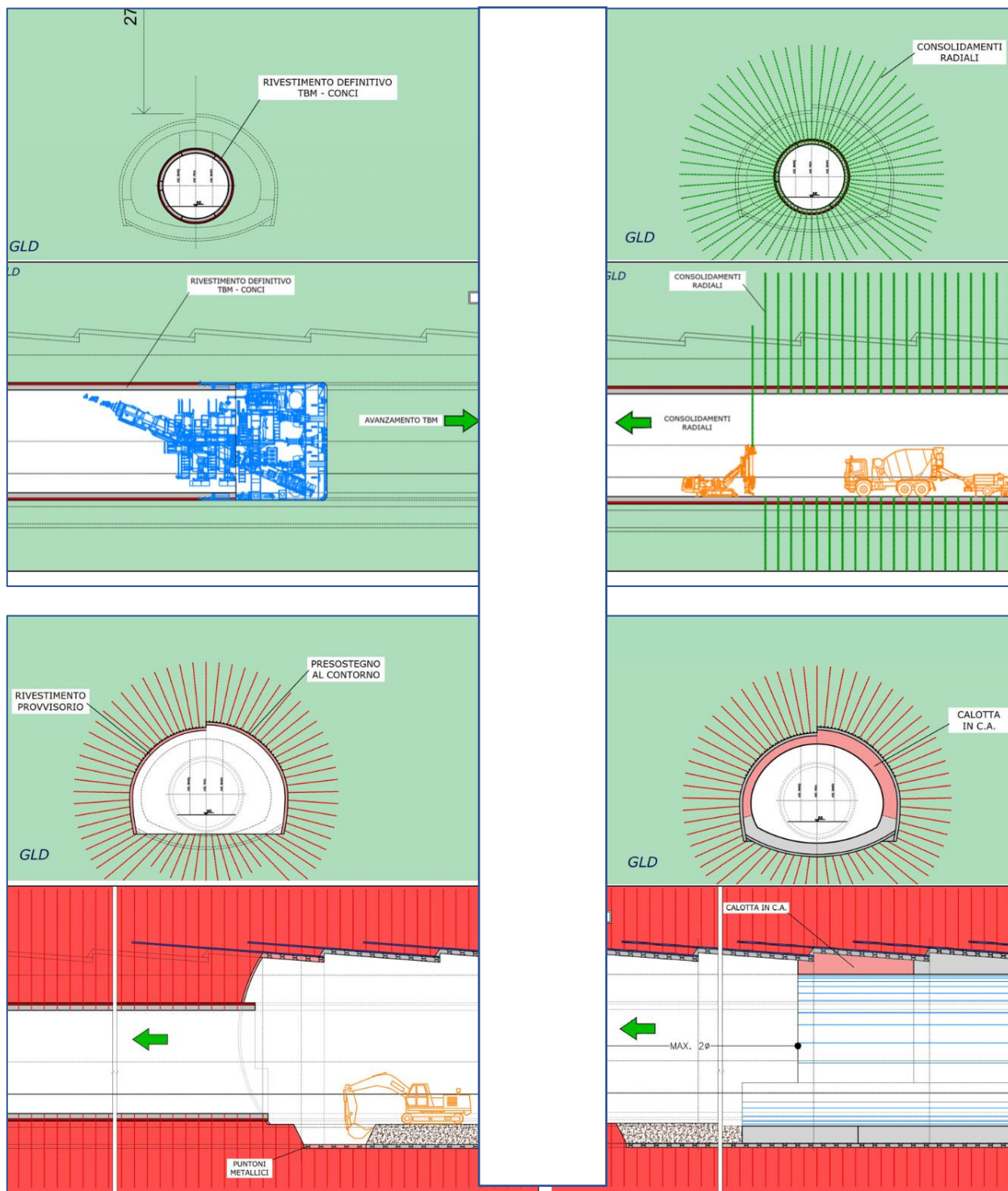


Figura 54 - schema tipologico di allargo da TBM



DEMOLIZIONE CONCI TBM



SCAVO IN ALLARGO



POSA ARMATURE ARCO ROVESCIO E MURETTE



GETTO RIVESTIMENTO DI CALOTTA

Figura 55 - esempio applicativo di allargamento da TBM

In sostanza, terminata la fase di scavo mediante TBM, si procederà alla realizzazione di consolidamenti radiali, costituiti da elementi in VTR cementati con miscele espansive o iniettati da valvole in funzione del contesto incontrato. L'intensità degli interventi radiali sarà variabile in funzione dei riscontri geologici e geotecnici in campo. I consolidamenti radiali potranno avere lunghezza differente tra la parte alta e quella in arco rovescio, prevedendo una fascia di ammasso trattato di ampiezza significativa (approssimativamente circa 9 m). Terminata la fase di consolidamento radiale si procederà all'esecuzione di interventi di presostegno in acciaio in calotta su 120° circa e avanzamenti per sfondi massimi pari al passo centina. Per singole porzioni saranno gettati gli archi rovesci e le calotte in cls armato per assicurare la stabilità nel lungo termine delle strutture.

6.4 I cedimenti generati dagli scavi

La realizzazione delle stazioni e delle gallerie della metropolitana produce inevitabilmente un'alterazione dello stato tensionale e deformativo del terreno. L'effetto si risente al livello del piano campagna in modo tanto più sensibile quanto più superficiali sono le gallerie stesse: lo scavo e le modalità con cui esso viene effettuato, producono lo sviluppo di cedimenti che si propagano anche a grandi distanze sull'ambiente urbano.

La valutazione dell'impatto della costruzione delle stazioni e delle gallerie sulle strutture e/o sulle reti di servizi sovrastanti rappresenta, quindi, un passo cruciale del percorso progettuale. È fondamentale la valutazione dei potenziali danni indotti in modo da prevedere, con una mirata azione di monitoraggio, adeguati interventi di mitigazione e salvaguardia.

Oggi è possibile ricorrere a soluzioni innovative di miglioramento e rinforzo dei terreni in termini di caratteristiche meccaniche mediante interventi di preconsolidamento.

Le tecniche di scavo adottate per la realizzazione delle Stazioni (Top Down) permettono di minimizzare tali effetti in quanto i sistemi di puntamento passivi hanno la capacità di limitare gli stati deformativi indotti dagli scavi di ribasso; anche lo scavo degli allarghi di stazioni, rampe, mezzanino e cunicoli di collegamento saranno realizzati con interventi preventivi di consolidamento d'ammasso finalizzati alla minimizzazione del disturbo d'ammasso e delle preesistenze.

7 ALTRE OPERE

7.1 MANUFATTI LUNGO LINEA

Nelle intertratte interstazionali sono previsti una serie di manufatti di linea adibiti a camere di ventilazione, CDV, Uscite di Emergenza e Accesso per i soccorritori Vigili del Fuoco, tali da rispondere ai requisiti imposti da D.M. 21/10/2015 in materia di prevenzione incendi nelle metropolitane. In particolare, date le caratteristiche della linea, si è scelto di definire quattro diverse tipologie di manufatto relativamente alle caratteristiche funzionali.

- **Manufatto Tipo A** - Camera di ventilazione
- **Manufatto Tipo B** - Uscita di emergenza e accesso soccorritori
- **Manufatto Tipo C** - Camera di ventilazione e SSE
- **Manufatto Tipo D** - SSE

I manufatti tipo A, B, C sono costituiti da un pozzo rettangolare e da una struttura esterna le cui caratteristiche principali sono di seguito descritte; il manufatto D è interamente fuori terra.

La realizzazione di questi manufatti potrà avvenire con modalità differenti in relazione ai diversi contesti geologici ed urbani nei quali dovranno essere realizzati.

I pozzi avranno sezione rettangolare e saranno realizzati mediante l'ausilio di diaframmi e solai/puntoni di contrasto.

Le problematiche di impermeabilizzazione saranno affrontate in analogia ed in sintonia con quanto previsto per la galleria e per le stazioni. Per questi, ed in particolare per i pozzi di ventilazione, sarà affrontato anche il problema della raccolta e smaltimento delle acque raccolte dalle bocche esterne.

Le sistemazioni superficiali di questi manufatti saranno sviluppate in analogia alle sistemazioni superficiali delle stazioni, facendo ulteriormente attenzione alle problematiche legate all'accessibilità da parte dei mezzi di soccorso e di manutenzione.

Nelle figure seguenti sono riportati i principali schemi geometrici dei manufatti A, B, C.

La realizzazione dei pozzi A, B,C, segue lo schema strutturale realizzativo delle stazioni per mezzo dell'esecuzione di scatolari rettangolari fra diaframmi profondi in c.a., le cui principali dimensioni sono di seguito riassunte (ved.Figura 56, Figura 57, Figura 58, Figura 59)

I manufatti A e C sono dotati anche di un corpo superiore di sommità di altezza pari variabile fra 5 e 8 metri, realizzati, ove possibile, previo sbancamento del terreno o, in alternativa ed in prossimità di preesistenze, mediante paratie in micropali in acciaio tirantate o diaframmi in c.a. eventualmente tirantati.

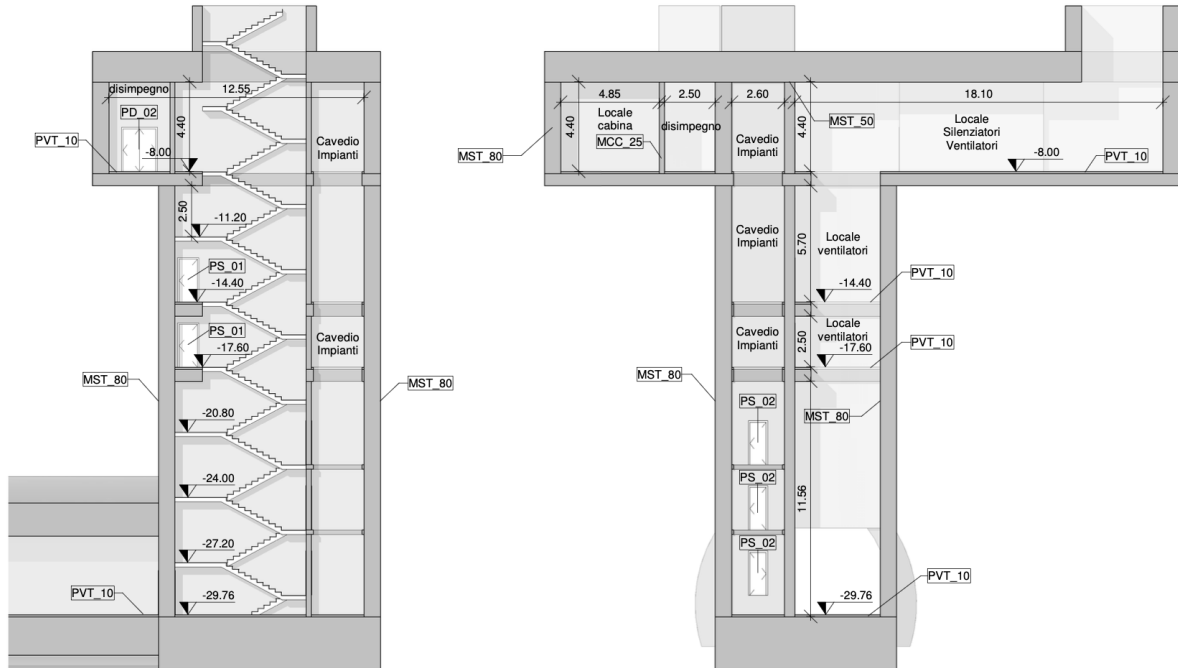


Figura 56 – manufatto A

Mandataria

Mandanti

106

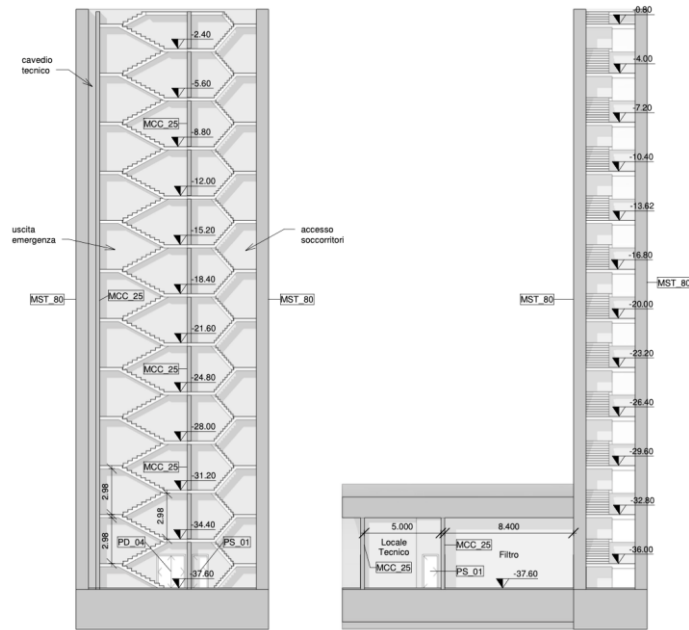


Figura 57 – Tipo B

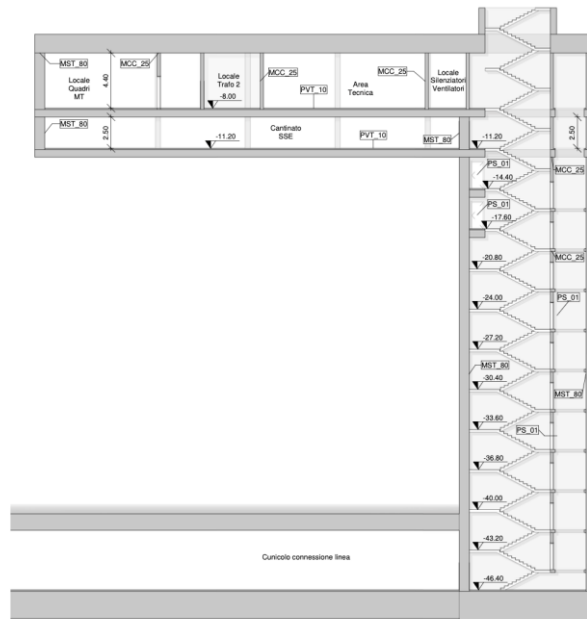


Figura 58 – Tipo C

Mandataria

Mandanti

107

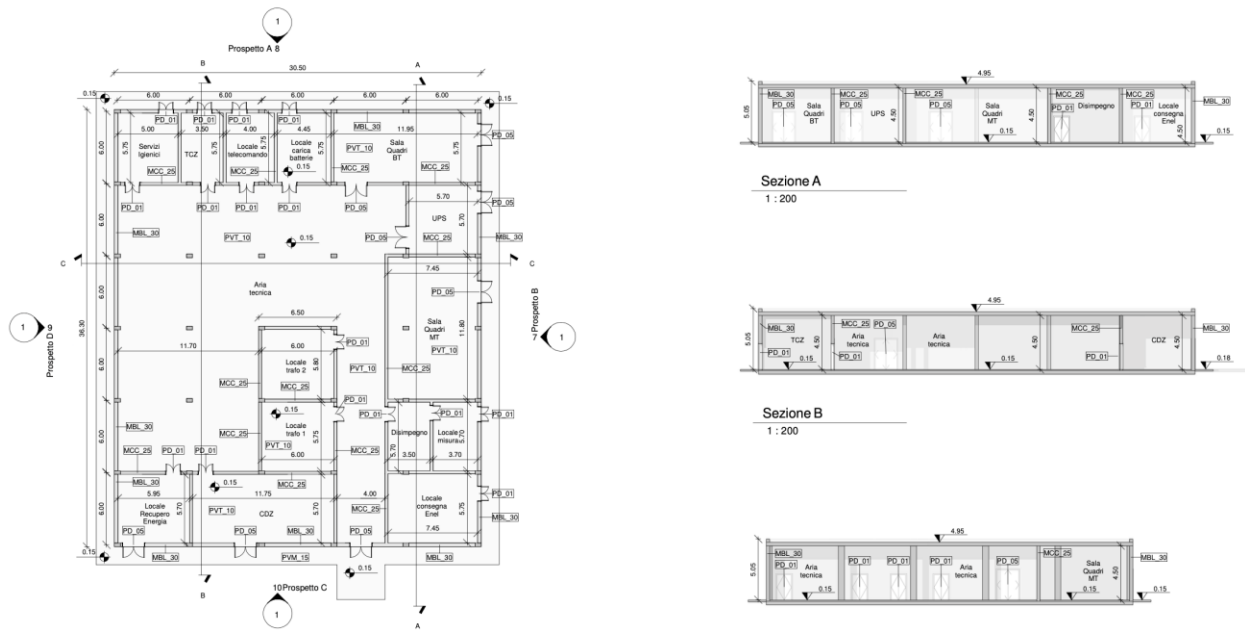


Figura 59 – Tipo D

Di seguito sono riassunte le progressive dei singoli manufatti, le profondità e la distanza del manufatto dalla galleria di linea.

Manufatti di Linea	Tipologia Manufatto	Progressiva (km)	Dislivello (m) Banchina/Strada	Distanza galleria
SH26 - UE/AS	TIPO B	0+320,00	40,48	46,00
SH19 - UE/AS	TIPO B	0+320,00	35,52	8,00
SH01 - CDV	TIPO A	1+665,00	28,80	32,00
SH02 - CDV	TIPO A	2+445,00	31,20	90,00
SH03 - CDV/SSE	TIPO C	3+300,00	46,40	49,00
SH04 - UE/AS	TIPO B	4+055,00	38,08	30,00
SH20 - UE/AS	TIPO B	4+055,00	38,08	5,00
SH05 - CDV	TIPO A	4+490,00	37,92	7,00
SH06 - UE/AS	TIPO B	5+130,00	34,56	15,00

SH21 - UE/AS	TIPO B	5+130,00	34,56	25,00
SH07 - CDV/SSE	TIPO C	5+468,00	42,88	25,00
SH08 - CDV	TIPO A	6+370,00	42,08	40,00
SH09 - CDV	TIPO A	7+040,00	33,12	10,00
SH10 - CDV	TIPO A	7+860,00	27,84	17,00
SH11 - UE/AS	TIPO B	8+200,00	30,56	7,00
SH22 - UE/AS	TIPO B	8+200,00	30,56	7,00
SH12 - CDV/SSE	TIPO C	8+525,00	32,00	9,00
SH13 - UE/AS	TIPO B	8+878,00	34,24	5,00
SH23 - UE/AS	TIPO B	8+878,00	34,24	5,00
SH14 - CDV	TIPO A	9+660,00	37,44	43,00
SH15 - UE/AS	TIPO B	10+425,00	34,24	10,00
SH24 - UE/AS	TIPO B	10+425,00	34,24	5,00
SH16 - CDV	TIPO A	10+800,00	35,20	76,00
SH17 - UE/AS	TIPO B	11+220,00	32,64	5,00
SH25 - UE/AS	TIPO B	11+220,00	32,64	5,00
SH18 - CDV	TIPO A	11+620,00	25,60	18,00

I Pozzi profondi hanno le seguenti dimensioni in pianta:

Pozzo (dimensioni interne)	B (m)	L (m)
<i>Tipo A</i>	9,30	7,30
<i>Tipo B</i>	10,96	3,20
<i>Tipo C</i>	9,30	7,30
<i>Tipo D</i>	-	-

Manufatto superiore (dimensioni interne)	B (m)	L (m)
<i>Tipo A</i>	29,60	12,55
<i>Tipo B</i>	10,96	3,20
<i>Tipo C</i>	43,10	29,60
<i>Tipo D</i>	36,30	30,50

Come anticipato il pozzo è realizzato fra diaframmi dello spessore minimo di 1.0m e sarà realizzato mediante tecnica realizzativa Top-Down, ovvero dello scavo dall'alto mediante svuotamento della scatola preventivamente realizzata fra diaframmi.

Man mano che si procederà con gli scavi si realizzeranno **sistemi di puntonamento passivi** mediante **solai o travi in ca/acciaio**. Una volta arrivati a fondo scavo il pozzo sarà a sua volta rivestito con delle **controfondere in cls armato** dello spessore variabile da 0,8 a 1,0m; lo spessore dipenderà dalla profondità del pozzo, dalle caratteristiche geotecniche dei terreni e dalla presenza o meno di falda. Il pozzo sarà completamente **impermeabilizzato** mediante apposizione di telo in PVC.

Una volta terminati gli scavi del pozzo si potrà procedere alla realizzazione, mediante scavo in “tradizionale” al collegamento del pozzo alla galleria di Linea per mezzo di cunicoli scavati con metodo “tradizionale” mediante l'ausilio, in prima fase di Preconsolidamenti del terreno- spritz beton e centine ed in seconda fase di un rivestimento in c.a.

Il manufatto tipo D sarà realizzato mediante Tali edifici, di solito, sono realizzati con **strutture prefabbricate** a travi e pilastri in cemento armato e tamponamenti laterali in pannelli prefabbricati.

7.2 DEPOSITO OFFICINA DI AFRAGOLA

Il deposito è costituito da:

- **Ricovero treni:** tale area di stazionamento è dotata di 5 banchine di ml 130.00 x 1.50 x 1.06 (h) a servizio di 10 binari. Le banchine sono coperte da una tettoia. In adiacenza è altresì previsto un ricovero e manutenzione veicoli ausiliari aperto e coperto da tettoia.
- **Magazzino:** Il corpo di fabbrica è rettangolare e si sviluppa per 70 m in lunghezza e per una larghezza totale di 25 m. il magazzino è suddiviso in tre sottozone: ricezione di materiali in ingresso, la spedizione di materiali in uscita e lo smistamento interno dei materiali ricevuti.
- **Officina di manutenzione e tornio in fossa:** Il corpo di fabbrica ha un ingombro planimetrico di circa ml 100 x 60. Al suo interno sono stati posizionati n° 10 binari sui quali vengono svolte attività come ispezioni e verifiche del materiale rotabile, manutenzione programmata e non del materiale rotabile, etc.
- **Lavaggio e soffiaggio sottocassa:** quest'area è posizionata all'interno dell'area di movimento automatico dei convogli ed è raggiungibile mediante un percorso pedonale in cunicolo interrato che parte alle spalle del manufatto Uffici/DCO consentendo agli operatori di lavorare in sicurezza.
- **Edifici ausiliari:** quest'area va dal controllo accessi all'edificio polifunzionale che contiene oltre alle funzioni di reception, mensa, infermeria, la zona uffici ed il DCO .

Sezione risalita Deposito Afragola

Dalla stazione Afragola AV verso il nord la galleria di linea è molto più superficiale poichè deve raggiungere il settore del Deposito in quota piano campagna. Di conseguenza la stazione e la linea in questa tratta avranno una metodologia costruttiva diversa, tipo **Cut&Cover**, la cui impatta l'architettura sia della galleria che della stazione.

Dopo la stazione Afragola AV, la galleria è a n.4 binari:

- N. 2 della linea principale che finiscono nel paracolpi
- N. 2 che salgono verso il piano campagna fino il Deposito



Figura 60- Sezione a n.4 binari dopo la Stazione Afragola AV

La realizzazione delle opere strutturali di sostegno avverrà tramite l'utilizzo di paratie in diaframmi dello spessore di 1,20m sostenute da 2 ordini di coppie di tirantati a trefoli permanenti della lunghezza media di 30 metri ad interasse pari a 2,4-2,5 metri (2 coppie/pannello).



Figura 61 - tipologico diaframmi tirantati

Le strutture interne (travi/pilasti e solai) saranno realizzati mediante strutture prefabbricate in c.a..

7.3 TRONCHINI DI MANOVRA

Lungo la linea sono previsti 3 tronchini di manovra.

Un primo tronchino di ricovero interrato lungo linea è previsto in prossimità della stazione Casoria Afragola (MS10), in corrispondenza di un'area attualmente dismessa, con innesto in linea posto nell'intertratta tra la predetta stazione e quella di Casoria Garibaldi (MS11). La deviazione dalla linea principale verso il Tronchino di Ricovero avviene in una galleria a singolo binario. La sezione di arrivo al tronchino di manovra interrato è realizzata mediante l'utilizzo di una TBM EPB-S o in alternativa mediante uno scavo in convenzionale.

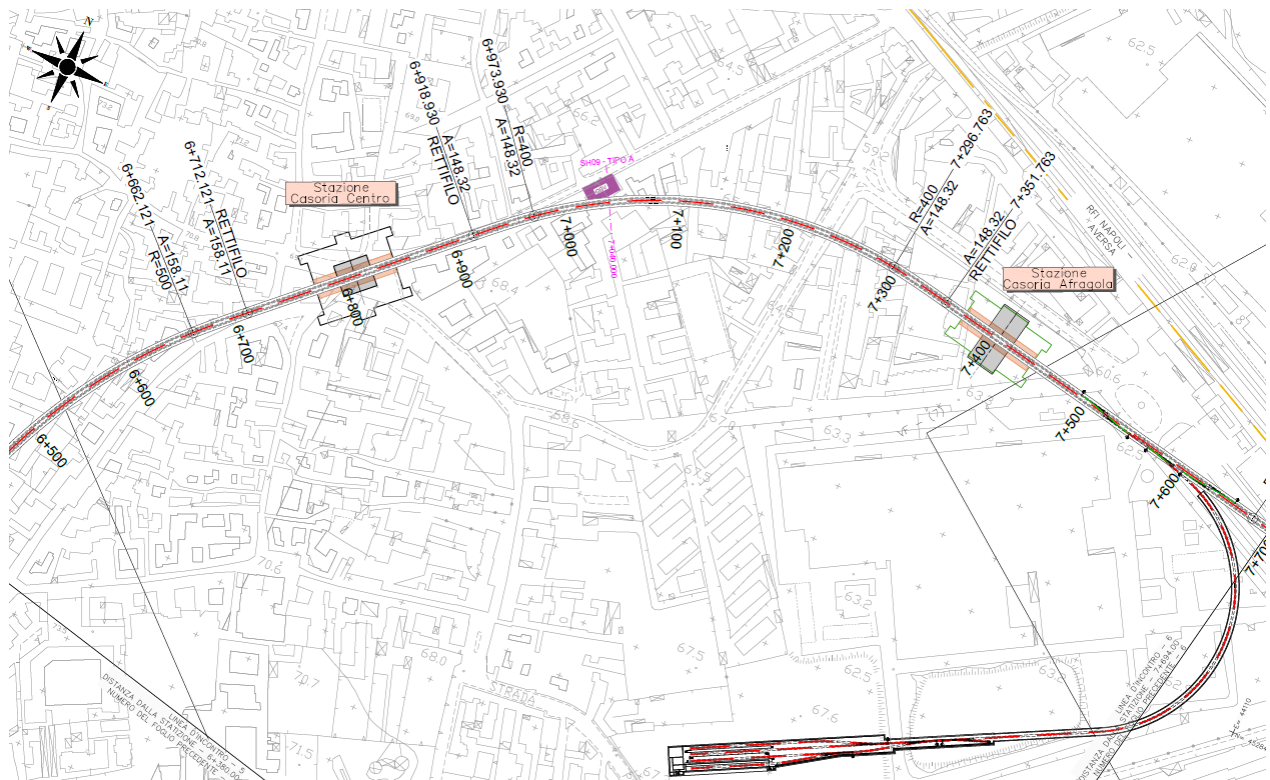


Figura 62 - Tracciato tra le stazioni Casoria Centro e Casoria Afragola

La sezione a singolo binario (uscita Tronchino di Casoria) è concepita in questa fase come circolare ha un diametro interno di 7,00 m con uno spessore concii pari a 35cm.

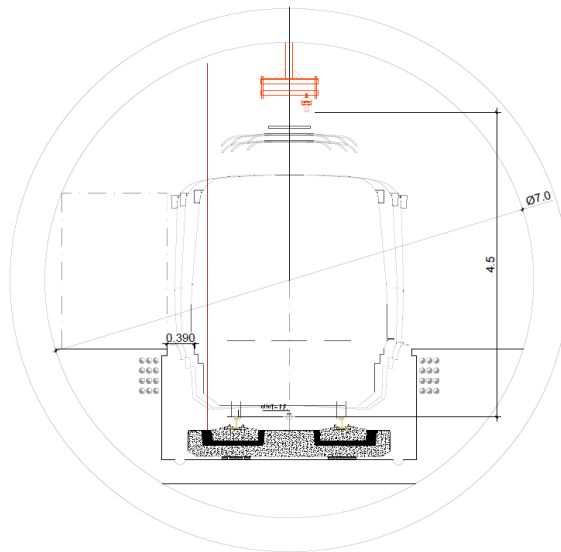


Figura 63 - Sezione a singolo binario, uscita Tronchino di Ricovero

La parte terminale del tronchino è realizzata all'aperto con tecnica "cut and cover".

L'altezza di scavo è pari a circa 18metri; la realizzazione delle opere strutturali di sostegno avverrà tramite l'utilizzo di paratie in diaframmi dello spessore di 1,20m sostenute da 4 ordini di coppie di tirantati a trefoli permanenti della lunghezza media di 30 metri ad interasse pari a 2,4-2,5 metri (2 coppie/pannello) o in alternativa, ove presente i solai, potranno essere utilizzati gli stessi come struttura di puntonamento passivo.

Una volta realizzato lo scavo saranno gettate le opere finali di sostegno (soletta e pareti laterali) in c.a. e realizzate le strutture interne.

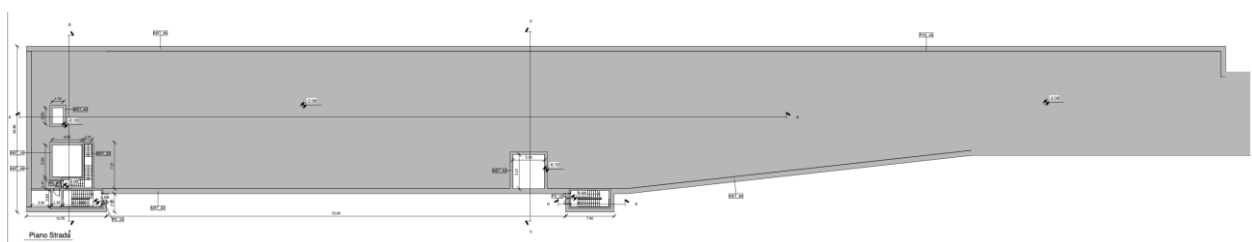


Figura 64 - parte terminale tronchino realizzato fra diaframmi - planimetria

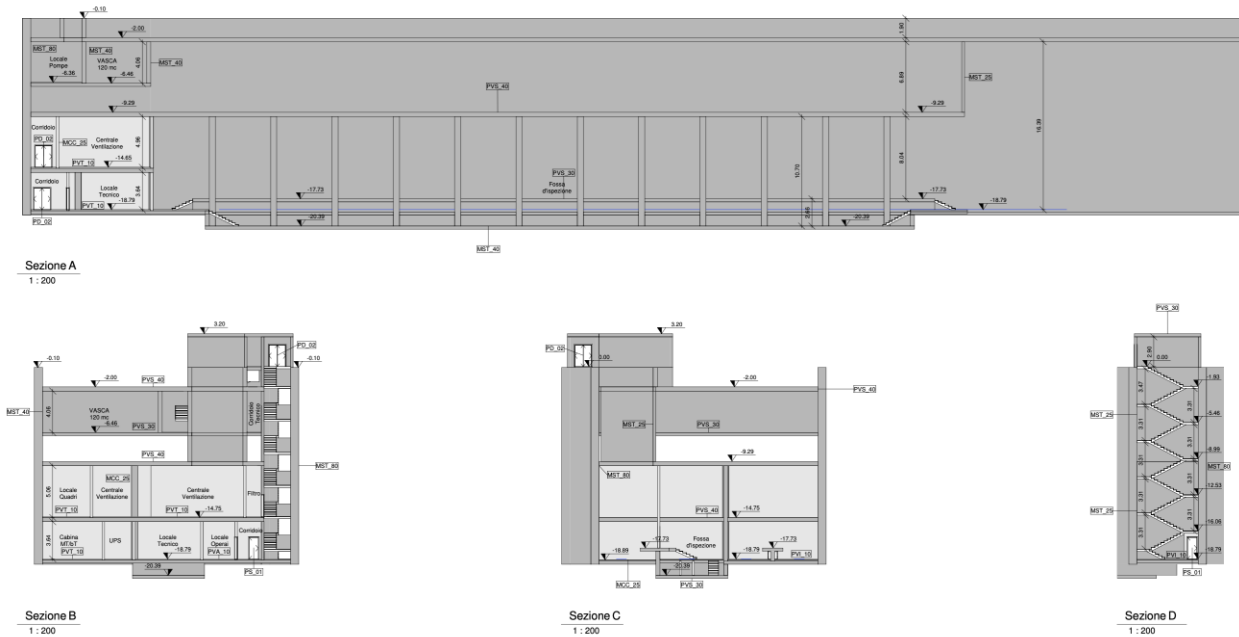


Figura 65 - sezioni trasversali - parte terminale del tronchino

Un **secondo ed un terzo tronchino di ricovero lungo linea**, sempre interrati, uno tra le stazioni di Di Vittorio (MS06) e Casavatore San Pietro (MS07) e l'altro tra le stazioni Cavour (MS01) e Foria (MS02) e entrambi in un'area profondamente urbanizzata saranno realizzati per mezzo di allarghi delle gallerie scavate con TBM, con la stessa tecnica utilizzata per l'allargo delle gallerie di banchina di stazione (ved. Figura 54 e Figura 55).

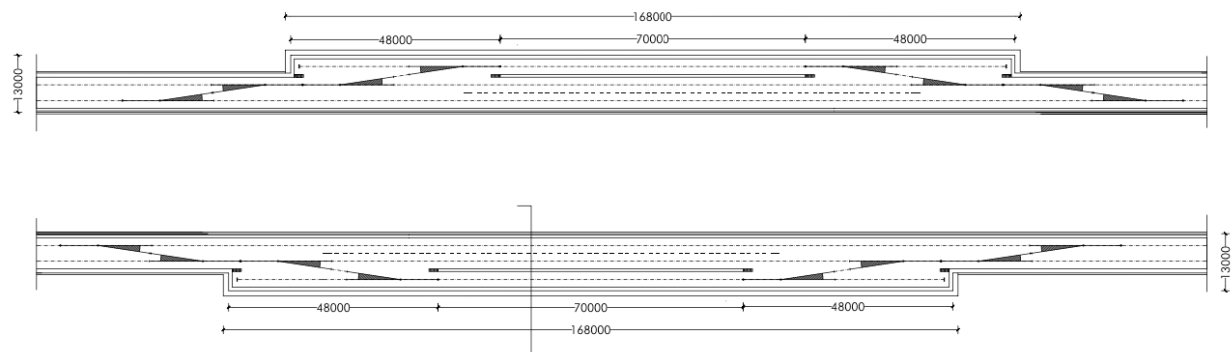


Figura 66 - tronchino in sotterraneo - zona di allargo

L'allargo sarà eseguito una volta terminata la fase di scavo mediante TBM.



Figura 67 - esempio di allargo

Prima di tutto si procederà alla realizzazione di consolidamenti radiali della lunghezza di 8-10 metri con interasse 1m trasversale e 2m longitudinale, costituiti da elementi in VTR cementati con miscele espansive o iniettati da valvole in funzione del contesto incontrato. Terminata la fase di consolidamento radiale si procederà all'esecuzione di interventi di presostegno in acciaio in calotta su 120° circa e avanzamenti per sfondi massimi pari al passo centina. Per singole porzioni saranno gettati gli archi rovesci e le calotte in cls armato per assicurare la stabilità nel lungo termine delle strutture.

8 ALLEGATI

Analisi di diagnosi e terapia

Mandataria

Mandanti

118

IDOM

TECNOSISTEM
engineering & technology

RKSOIL

ECOPLAME
ambiente e paesaggio

arch. pasquale
MIANO

ing. antonio
masturzo

INPUT DATA (Diagnosis phase)

Geometrical Data

Equivalent Tunnel Radius	r_i
Overburden	H
Unit weight of the rock mass	γ

ANALYSIS n°1	ANALYSIS n°2	ANALYSIS n°3	ANALYSIS n°4	ANALYSIS n°5	ANALYSIS n°6
5.30 [m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
39.3 [m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
17 [kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]

Resistance Parameters

Cohesion in the elastic zone	Cel
Cohesion in the plastic zone	Cpl
Friction angle in the elastic zone	Φ_{el}
Friction angle in the plastic zone	Φ_{pl}

800 [kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
640 [kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
27 [°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
22 [°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]

Elastic parameters

Deformation modulus in elastic zone	Eel
Deformation modulus in plastic zone	Epl
Poisson's ratio	ν
Volume increase in plastic zone	ΔV

1500 [MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1200 [MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0.3 [-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0 [%]	[%]	[%]	[%]	0 [%]	[%]

PRECONFINEMENT (Therapy Phase)

Structural Elements

FACE PRECONFINEMENT (reinforcement elements)

Number of reinforcements	n°	0	[-]
Design Length	L	6.2	[m]
Reinforcement's cross section	Ael	15.7	[cm ²]
Reinforcement's tensile strength	ftd	450	[MPa]
Drilling/Grouting Diameter	Dp	100	[mm]
Grout-soil bond	τ_d	150	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	0.0	[kPa]

Jet grouting

FACE PRECONFINEMENT (jet grouting or similar)

Number of reinforcements	n°	1	[-]
Design Length	L	6	[m]
Coloumndiameter	Dn	800	[mm]
Jet Cohesion	cjet	1000	[kPa]
Design cohesion for the soil	cs	50	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	5.4	[kPa]

SUPPORT DATA (Therapy Phase)

SCUDO

Elastic Modulus	Esb	20000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	t	20	[cm]
Compression strenght (medium)	fcm	19.23	[MPa]

ROCK BOLTS

Bolt length	L	6	[m]
Bolt diameter	d	1.6	[cm]
Circumferential bolt spacing	s	1	[m]
Longitudinal bolt spacing	a	1	[m]
Bolt elastic moduls	Eb	210000	[MPa]
Ultimate failure load	Fu	150	[kN]
Load deformation constant	δ	0.006	[m/MN]

STEEL RIBS

HSE	IPE 120	Number of profiles	n	2.00	[-]
HSH	IPE 140	Steel ribs spacing	s	1.13	[m]
HSL	IPE 160	Cross section Area	As	29.21	[cm ²]
HSU	IPE 180	Moment of Inertia	Iy	962.1	[cm ⁴]
IPE	IPE 200	Yielding strength	f _{yd}	240.00	[MPa]
IPEA	IPE 220	Homogenization coeff.	n	10.00	[-]
IPEO	IPE 240	Gap ground/support	g	2.00	[cm]
IPEX	IPE 270				
IPN	IPE 300				
ISE	IPE 330				

Stiffness reduction factor for Shotcrete and Steel Ribs	Ka	0.11	[-]
Stiffness reduction factor for Rock Bolts	Kbolt	1.00	[-]
Distance of support	d	0.00	[m]
Total Stiffness	Kt	2.4	[MPa/m]

FINAL LINING

CONCRETE

Elastic Modulus	Ec	20000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	T	80	[cm]
Concrete compression strenght	fcd	14.17	[MPa]

STEEL REINFORCEMENTS

Diameter of the steel bars	ϕ	20	[mm]
Steel bars spacing	s	20	[cm]
Number of set	n	2	[-]
Yielding strength	f _{yd}	255	[MPa]

DEFORMATION RESULTS

		AN1	AN2	AN3	AN4	AN5	AN6
Critical pressure	Pcr [MPa]	0.00					
Max cavity def. (2D)	u_{2D} [cm]						
Rpl (2D)/Ro	$R_{p_{max}}/r_0$ [-]	0.00					
Cavity def. at the face	u_f [cm]	0.00					
Rpl (Face)/Ro	$R_{p_{face}}/r_0$ [-]	1.00					
Deformation at (x) m	$u_{(x)}$ [cm]						
Def.at (x)m regarding gap	$u'_{(x)}$ [cm]	2.00					
Def.at equilibrium point	ueq [cm]	0.50					
Conv.at equilibrium point	Ceq [cm]	1.00					
Rpl (eq)/Ro	$R_{p_{eq}}/r_0$ [-]	0.83					

INPUT DATA (Diagnosis phase)

Geometrical Data

Equivalent Tunnel Radius	r_i
Overburden	H
Unit weight of the rock mass	γ

Sez 5 Pb_A	Sez 5 Pb_B	Sez 5 TGCs_A	Sez 5 TGCs_B	Sez 5 TGCs_C	Sez 5 TGCs_D
5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]
39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]
17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]

Resistance Parameters

Cohesion in the elastic zone	Cel
Cohesion in the plastic zone	Cpl
Friction angle in the elastic zone	Φ_{el}
Friction angle in the plastic zone	Φ_{pl}

5 [kPa]	5 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]
5 [kPa]	5 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]
37 [°]	37 [°]	41 [°]	35 [°]	41 [°]	35 [°]
37 [°]	37 [°]	41 [°]	35 [°]	41 [°]	35 [°]

Elastic parameters

Deformation moduls in elastic zone	Eel
Deformation moduls in plastic zone	Epl
Poisson's ratio	ν
Volume increase in plastic zone	ΔV

1200 [MPa]	300 [MPa]	1800 [MPa]	1800 [MPa]	120 [MPa]	120 [MPa]
1200 [MPa]	300 [MPa]	1800 [MPa]	1800 [MPa]	120 [MPa]	120 [MPa]
0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]
0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]

PRECONFINEMENT (Therapy Phase)

Structural Elements

FACE PRECONFINEMENT (reinforcement elements)

Number of reinforcements	n^*	0	[-]
Design Length	L	6.2	[m]
Reinforcement's cross section	Ael	15.7	[cm ²]
Reinforcement's tensile strength	ftd	450	[MPa]
Drilling/Grouting Diameter	Dp	100	[mm]
Grout-soil bond	τ_d	150	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	0.0	[kPa]

Jet grouting

FACE PRECONFINEMENT (jet grouting or similar)

Number of reinforcements	n^*	1	[-]
Design Length	L	6	[m]
Coloumndiameter	Dn	800	[mm]
Jet Cohesion	cjet	1000	[kPa]
Design cohesion for the soil	cs	50	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	5.4	[kPa]

SUPPORT DATA (Therapy Phase)

SCUDO

Elastic Modulus	Esb	20000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	t	20	[cm]
Compression strenght (medium)	fcm	19.23	[MPa]

ROCK BOLTS

Bolt length	L	6	[m]
Bolt diameter	d	1.6	[cm]
Circumferential bolt spacing	s	1	[m]
Longitudinal bolt spacing	a	1	[m]
Bolt elastic moduls	Eb	210000	[MPa]
Ultimate failure load	Fu	150	[kN]
Load deformation constant	δ	0.006	[m/MN]

STEEL RIBS

HSE	IPE 120	Number of profiles	n	2.00	[-]
HSH	IPE 140	Steel ribs spacing	s	1.13	[m]
HSL	IPE 160	Cross section Area	As	29.21	[cm ²]
HSU	IPE 180	Moment of Inertia	Iy	962.1	[cm ⁴]
IPE	IPE 200	Yielding strength	f _{yd}	240.00	[MPa]
IPEA	IPE 220	Homogenization coeff.	n	10.00	[-]
IPEO	IPE 240	Gap ground/support	g	2.00	[cm]
IPEX	IPE 270				
IPN	IPE 300				
ISE	IPE 330				

Stiffness reduction factor for Shotcrete and Steel Ribs	Ka	0.11	[-]
Stiffness reduction factor for Rock Bolts	Kbolt	1.00	[-]
Distance of support	d	0.00	[m]
Total Stiffness	Kt	2.4	[MPa/m]

FINAL LINING

CONCRETE

Elastic Modulus	Ec	20000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	T	80	[cm]
Concrete compression strenght	fcd	14.17	[MPa]

STEEL REINFORCEMENTS

Diameter of the steel bars	ϕ	20	[mm]
Steel bars spacing	s	20	[cm]
Number of set	n	2	[-]
Yielding strength	f _{yd}	255	[MPa]

DEFORMATION RESULTS

		AN1	AN2	AN3	AN4	AN5	AN6
Critical pressure	Pcr [MPa]	0.26	0.26	0.23	0.27	0.23	0.27
Max cavity def. (2D)	u_{2D} [cm]	3.62	14.50	12.52	1.38	187.85	20.75
Rpl (2D)/Ro	$R_{p_{max}}/r_0$ [-]	3.40	3.40	7.33	2.65	7.33	2.65
Cavity def. at the face	u_f [cm]	1.05	4.21	2.88	0.43	43.26	6.49
Rpl (Face)/Ro	$R_{p_{face}}/r_0$ [-]	1.84	1.84	3.40	1.53	3.40	1.53
Deformation at (x) m	$u_{(x)}$ [cm]						
Def.at (x)m regarding gap	$u'_{(x)}$ [cm]						
Def.at equilibrium point	ueq [cm]						
Conv.at equilibrium point	Ceq [cm]						
Rpl (eq)/Ro	$R_{p_{eq}}/r_0$ [-]						

INPUT DATA (Diagnosis phase)

Geometrical Data

Equivalent Tunnel Radius	r_i
Overburden	H
Unit weight of the rock mass	γ

Sez 5 TGCs_A	Sez 5 TGCs_B	Sez 5 TGCs_C	Sez 5 TGCs_D	Sez 5 TGCs_C	Sez 5 TGCs_D
5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	[m]	[m]
37.3 [kN/m ³]	37.3 [kN/m ³]	37.3 [kN/m ³]	37.3 [kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]

Resistance Parameters

Cohesion in the elastic zone	Cel
Cohesion in the plastic zone	Cpl
Friction angle in the elastic zone	Φ_{el}
Friction angle in the plastic zone	Φ_{pl}

0 [kPa]	15 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]	[kPa]	[kPa]
0 [kPa]	15 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]	[kPa]	[kPa]
41 [°]	35 [°]	41 [°]	35 [°]	[°]	[°]
41 [°]	35 [°]	41 [°]	35 [°]	[°]	[°]

Elastic parameters

Deformation moduls in elastic zone	Eel
Deformation moduls in plastic zone	Epl
Poisson's ratio	ν
Volume increase in plastic zone	ΔV

1800 [MPa]	1800 [MPa]	120 [MPa]	120 [MPa]	[MPa]	[MPa]
1800 [MPa]	1800 [MPa]	120 [MPa]	120 [MPa]	[MPa]	[MPa]
0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	[-]	[-]
0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]	[%]	[%]

PRECONFINEMENT (Therapy Phase)

Structural Elements

FACE PRECONFINEMENT (reinforcement elements)

Number of reinforcements	n^*	0	[-]
Design Length	L	6.2	[m]
Reinforcement's cross section	Ael	15.7	[cm ²]
Reinforcement's tensile strength	ftd	450	[MPa]
Drilling/Grouting Diameter	Dp	100	[mm]
Grout-soil bond	τ_d	150	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	0.0	[kPa]

Jet grouting

FACE PRECONFINEMENT (jet grouting or similar)

Number of reinforcements	n^*	1	[-]
Design Length	L	6	[m]
Coloumndiameter	Dn	800	[mm]
Jet Cohesion	cjet	1000	[kPa]
Design cohesion for the soil	cs	50	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	5.4	[kPa]

SUPPORT DATA (Therapy Phase)

SCUDO

Elastic Modulus	Esb	20000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	t	20	[cm]
Compression strenght (medium)	fcm	19.23	[MPa]

ROCK BOLTS

Bolt length	L	6	[m]
Bolt diameter	d	1.6	[cm]
Circumferential bolt spacing	s	1	[m]
Longitudinal bolt spacing	a	1	[m]
Bolt elastic moduls	Eb	210000	[MPa]
Ultimate failure load	Fu	150	[kN]
Load deformation constant	δ	0.006	[m/MN]

STEEL RIBS

HSE	IPE 120	Number of profiles	n	2.00	[-]
HSH	IPE 140	Steel ribs spacing	s	1.13	[m]
HSL	IPE 160	Cross section Area	As	29.21	[cm ²]
HSU	IPE 180	Moment of Inertia	Iy	962.1	[cm ⁴]
IPE	IPE 200	Yielding strength	f _{yd}	240.00	[MPa]
IPEA	IPE 220	Homogenization coeff.	n	10.00	[-]
IPEO	IPE 240	Gap ground/support	g	2.00	[cm]
IPEX	IPE 270				
IPN	IPE 300				
ISE	IPE 330				

Stiffness reduction factor for Shotcrete and Steel Ribs	Ka	0.11	[-]
Stiffness reduction factor for Rock Bolts	Kbolt	1.00	[-]
Distance of support	d	0.00	[m]
Total Stiffness	Kt	2.4	[MPa/m]

FINAL LINING

CONCRETE

Elastic Modulus	Ec	20000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	T	80	[cm]
Concrete compression strenght	fcd	14.17	[MPa]

STEEL REINFORCEMENTS

Diameter of the steel bars	ϕ	20	[mm]
Steel bars spacing	s	20	[cm]
Number of set	n	2	[-]
Yielding strength	f _{yd}	255	[MPa]

DEFORMATION RESULTS

		AN1	AN2	AN3	AN4	AN5	AN6
Critical pressure	Pcr [MPa]	0.22	0.26	0.22	0.26		
Max cavity def. (2D)	u_{2D} [cm]	11.56	1.26	173.44	18.95		
Rpl (2D)/Ro	$R_{p_{max}}/r_0$ [-]	7.23	2.60	7.23	2.60		
Cavity def. at the face	u_f [cm]	2.68	0.40	40.17	5.97		
Rpl (Face)/Ro	$R_{p_{face}}/r_0$ [-]	3.37	1.51	3.37	1.51		
Deformation at (x) m	$u_{(x)}$ [cm]						
Def.at (x)m regarding gap	$u'_{(x)}$ [cm]						
Def.at equilibrium point	ueq [cm]						
Conv.at equilibrium point	Ceq [cm]						
Rpl (eq)/Ro	$R_{p_{eq}}/r_0$ [-]						

INPUT DATA (Diagnosis phase)

Geometrical Data

Equivalent Tunnel Radius	r_t
Overburden	H
Unit weight of the rock mass	γ

Sez 5 TGC_A	Sez 5 TGC_B	Sez 5 TGC_C	Sez 5 TGC_D	Sez 5 TGNs
5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	[m]
36.3 [kN/m ³]	36.3 [kN/m ³]	36.3 [kN/m ³]	36.3 [kN/m ³]	[kN/m ³]
17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	[kN/m ³]

Resistance Parameters

Cohesion in the elastic zone	Cel
Cohesion in the plastic zone	Cpl
Friction angle in the elastic zone	Φ_{el}
Friction angle in the plastic zone	Φ_{pl}

20 [kPa]	50 [kPa]	20 [kPa]	50 [kPa]	[kPa]	[kPa]
20 [kPa]	50 [kPa]	20 [kPa]	50 [kPa]	[kPa]	[kPa]
37 [°]	35 [°]	37 [°]	35 [°]	[°]	[°]
37 [°]	35 [°]	37 [°]	35 [°]	[°]	[°]

Elastic parameters

Deformation modulus in elastic zone	Eel
Deformation modulus in plastic zone	Epl
Poisson's ratio	ν
Volume increase in plastic zone	ΔV

4500 [MPa]	4500 [MPa]	700 [MPa]	700 [MPa]	[MPa]	[MPa]
4500 [MPa]	4500 [MPa]	700 [MPa]	700 [MPa]	[MPa]	[MPa]
0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	[-]	[-]
0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]	[%]	[%]

PRECONFINEMENT (Therapy Phase)

Structural Elements

FACE PRECONFINEMENT (reinforcement elements)

Number of reinforcements	n^*	0	[-]
Design Length	L	6.2	[m]
Reinforcement's cross section	Ael	15.7	[cm ²]
Reinforcement's tensile strength	ftd	450	[MPa]
Drilling/Grouting Diameter	Dp	100	[mm]
Grout-soil bond	τ_d	150	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	0.0	[kPa]

Jet grouting

FACE PRECONFINEMENT (jet grouting or similar)

Number of reinforcements	n^*	1	[-]
Design Length	L	6	[m]
Coloumndiameter	Dn	800	[mm]
Jet Cohesion	cjet	1000	[kPa]
Design cohesion for the soil	cs	50	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	5.4	[kPa]

SUPPORT DATA (Therapy Phase)

SCUDO

Elastic Modulus	Esb	20000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	t	20	[cm]
Compression strenght (medium)	fcm	19.23	[MPa]

ROCK BOLTS

Bolt length	L	6	[m]
Bolt diameter	d	1.6	[cm]
Circumferential bolt spacing	s	1	[m]
Longitudinal bolt spacing	a	1	[m]
Bolt elastic moduls	Eb	210000	[MPa]
Ultimate failure load	Fu	150	[kN]
Load deformation constant	δ	0.006	[m/MN]

STEEL RIBS

HSE	IPE 120	Number of profiles	n	2.00	[-]
HSH	IPE 140	Steel ribs spacing	s	1.13	[m]
HSL	IPE 160	Cross section Area	As	29.21	[cm ²]
HSU	IPE 180	Moment of Inertia	Iy	962.1	[cm ⁴]
IPE	IPE 200	Yielding strength	f _{yd}	240.00	[MPa]
IPEA	IPE 220	Homogenization coeff.	n	10.00	[-]
IPEO	IPE 240	Gap ground/support	g	2.00	[cm]
IPEX	IPE 270				
IPN	IPE 300				
ISE	IPE 330				

Stiffness reduction factor for Shotcrete and Steel Ribs	Ka	0.11	[-]
Stiffness reduction factor for Rock Bolts	Kbolt	1.00	[-]
Distance of support	d	0.00	[m]
Total Stiffness	Kt	2.4	[MPa/m]

FINAL LINING

CONCRETE

Elastic Modulus	Ec	20000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	T	80	[cm]
Concrete compression strenght	fcd	14.17	[MPa]

STEEL REINFORCEMENTS

Diameter of the steel bars	ϕ	20	[mm]
Steel bars spacing	s	20	[cm]
Number of set	n	2	[-]
Yielding strength	f _{yd}	255	[MPa]

DEFORMATION RESULTS

		AN1	AN2	AN3	AN4	AN5	AN6
Critical pressure	Pcr [MPa]	0.23	0.22	0.23	0.22		
Max cavity def. (2D)	u_{2D} [cm]	0.33	0.20	2.15	1.31		
Rpl (2D)/Ro	$R_{p_{max}}/r_0$ [-]	2.12	1.69	2.12	1.69		
Cavity def. at the face	u_f [cm]	0.12	0.08	0.76	0.51		
Rpl (Face)/Ro	$R_{p_{face}}/r_0$ [-]	1.33	1.14	1.33	1.14		
Deformation at (x) m	$u_{(x)}$ [cm]						
Def.at (x)m regarding gap	$u'_{(x)}$ [cm]						
Def.at equilibrium point	ueq [cm]						
Conv.at equilibrium point	Ceq [cm]						
Rpl (eq)/Ro	$R_{p_{eq}}/r_0$ [-]						

INPUT DATA (Diagnosis phase)

Geometrical Data

Equivalent Tunnel Radius	r_i
Overburden	H
Unit weight of the rock mass	γ

ANALYSIS n°1	ANALYSIS n°2	ANALYSIS n°3	ANALYSIS n°4	ANALYSIS n°5	ANALYSIS n°6
5.30 [m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
39.3 [m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
17 [kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]

Resistance Parameters

Cohesion in the elastic zone	Cel
Cohesion in the plastic zone	Cpl
Friction angle in the elastic zone	Φ_{el}
Friction angle in the plastic zone	Φ_{pl}

800 [kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
640 [kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
27 [°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
22 [°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]

Elastic parameters

Deformation modulus in elastic zone	Eel
Deformation modulus in plastic zone	Epl
Poisson's ratio	ν
Volume increase in plastic zone	ΔV

1500 [MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1200 [MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
0.3 [-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0 [%]	[%]	[%]	[%]	0 [%]	[%]

PRECONFINEMENT (Therapy Phase)

Structural Elements

FACE PRECONFINEMENT (reinforcement elements)

Number of reinforcements	n°	0	[-]
Design Length	L	6.2	[m]
Reinforcement's cross section	Ael	15.7	[cm ²]
Reinforcement's tensile strength	ftd	450	[MPa]
Drilling/Grouting Diameter	Dp	100	[mm]
Grout-soil bond	τ_d	150	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	0.0	[kPa]

Jet grouting

FACE PRECONFINEMENT (jet grouting or similar)

Number of reinforcements	n°	1	[-]
Design Length	L	6	[m]
Coloumndiameter	Dn	800	[mm]
Jet Cohesion	cjet	1000	[kPa]
Design cohesion for the soil	cs	50	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	5.4	[kPa]

SUPPORT DATA (Therapy Phase)

SCUDO

Elastic Modulus	Esb	210000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.3	[-]
Thickness	t	5	[cm]
Compression strenght (medium)	fcm	275	[MPa]

ROCK BOLTS

Bolt length	L	6	[m]
Bolt diameter	d	1.6	[cm]
Circumferential bolt spacing	s	1	[m]
Longitudinal bolt spacing	a	1	[m]
Bolt elastic moduls	Eb	210000	[MPa]
Ultimate failure load	Fu	150	[kN]
Load deformation constant	δ	0.006	[m/MN]

STEEL RIBS

HSE	IPE 120	Number of profiles	n	2.00	[-]
HSH	IPE 140	Steel ribs spacing	s	1.13	[m]
HSL	IPE 160	Cross section Area	As	29.21	[cm ²]
HSU	IPE 180	Moment of Inertia	Iy	962.1	[cm ⁴]
IPE	IPE 200	Yielding strength	f _{yd}	240.00	[MPa]
IPEA	IPE 220	Homogenization coeff.	n	10.00	[-]
IPEO	IPE 240	Gap ground/support	g	3.00	[cm]
IPEX	IPE 270				
IPN	IPE 300				
ISE	IPE 330				

Stiffness reduction factor for Shotcrete and Steel Ribs	Ka	1.00	[-]
Stiffness reduction factor for Rock Bolts	Kbolt	1.00	[-]
Distance of support	d	0.00	[m]
Total Stiffness	Kt	414.4	[MPa/m]

FINAL LINING

CONCRETE

Elastic Modulus	Ec	38237	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	T	35	[cm]
Concrete compression strenght	fcd	18.59	[MPa]

STEEL REINFORCEMENTS

Diameter of the steel bars	ϕ	20	[mm]
Steel bars spacing	s	20	[cm]
Number of set	n	2	[-]
Yielding strength	f _{yd}	255	[MPa]

DEFORMATION RESULTS

		AN1	AN2	AN3	AN4	AN5	AN6
Critical pressure	Pcr [MPa]	0.00					
Max cavity def. (2D)	u_{2D} [cm]						
Rpl (2D)/Ro	$R_{p_{max}}/r_0$ [-]	0.00					
Cavity def. at the face	u_f [cm]	0.00					
Rpl (Face)/Ro	$R_{p_{face}}/r_0$ [-]	1.00					
Deformation at (x) m	$u_{(x)}$ [cm]						
Def.at (x)m regarding gap	$u'_{(x)}$ [cm]	3.00					
Def.at equilibrium point	ueq [cm]	0.96					
Conv.at equilibrium point	Ceq [cm]	1.93					
Rpl (eq)/Ro	$R_{p_{eq}}/r_0$ [-]						

INPUT DATA (Diagnosis phase)

Geometrical Data

Equivalent Tunnel Radius	r_i
Overburden	H
Unit weight of the rock mass	γ

Sez 5 Pb_A	Sez 5 Pb_B	Sez 5 TGCs_A	Sez 5 TGCs_B	Sez 5 TGCs_C	Sez 5 TGCs_D
5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]
39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]	39.3 [kN/m ³]
17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]

Resistance Parameters

Cohesion in the elastic zone	Cel
Cohesion in the plastic zone	Cpl
Friction angle in the elastic zone	Φ_{el}
Friction angle in the plastic zone	Φ_{pl}

5 [kPa]	5 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]
5 [kPa]	5 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]
37 [°]	37 [°]	41 [°]	35 [°]	41 [°]	35 [°]
37 [°]	37 [°]	41 [°]	35 [°]	41 [°]	35 [°]

Elastic parameters

Deformation moduls in elastic zone	Eel
Deformation moduls in plastic zone	Epl
Poisson's ratio	ν
Volume increase in plastic zone	ΔV

1200 [MPa]	300 [MPa]	1800 [MPa]	1800 [MPa]	120 [MPa]	120 [MPa]
1200 [MPa]	300 [MPa]	1800 [MPa]	1800 [MPa]	120 [MPa]	120 [MPa]
0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]
0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]

PRECONFINEMENT (Therapy Phase)

Structural Elements

FACE PRECONFINEMENT (reinforcement elements)

Number of reinforcements	n^*	0	[-]
Design Length	L	6.2	[m]
Reinforcement's cross section	Ael	15.7	[cm ²]
Reinforcement's tensile strength	ftd	450	[MPa]
Drilling/Grouting Diameter	Dp	100	[mm]
Grout-soil bond	τ_d	150	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	0.0	[kPa]

Jet grouting

FACE PRECONFINEMENT (jet grouting or similar)

Number of reinforcements	n^*	1	[-]
Design Length	L	6	[m]
Coloumndiameter	Dn	800	[mm]
Jet Cohesion	cjet	1000	[kPa]
Design cohesion for the soil	cs	50	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	5.4	[kPa]

SUPPORT DATA (Therapy Phase)

SCUDO

Elastic Modulus	Esb	210000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.3	[-]
Thickness	t	5	[cm]
Compression strenght (medium)	fcm	275	[MPa]

ROCK BOLTS

Bolt length	L	6	[m]
Bolt diameter	d	1.6	[cm]
Circumferential bolt spacing	s	1	[m]
Longitudinal bolt spacing	a	1	[m]
Bolt elastic moduls	Eb	210000	[MPa]
Ultimate failure load	Fu	150	[kN]
Load deformation constant	δ	0.006	[m/MN]

STEEL RIBS

HSE	IPE 120	Number of profiles	n	2.00	[-]
HSH	IPE 140	Steel ribs spacing	s	1.13	[m]
HSL	IPE 160	Cross section Area	As	29.21	[cm ²]
HSU	IPE 180	Moment of Inertia	Iy	962.1	[cm ⁴]
IPE	IPE 200	Yielding strength	f _{yd}	240.00	[MPa]
IPEA	IPE 220	Homogenization coeff.	n	10.00	[-]
IPEO	IPE 240	Gap ground/support	g	3.00	[cm]
IPEX	IPE 270				
IPN	IPE 300				
ISE	IPE 330				

Stiffness reduction factor for Shotcrete and Steel Ribs	Ka	1.00	[-]
Stiffness reduction factor for Rock Bolts	Kbolt	1.00	[-]
Distance of support	d	0.00	[m]
Total Stiffness	Kt	414.4	[MPa/m]

FINAL LINING

CONCRETE

Elastic Modulus	Ec	38237	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	T	35	[cm]
Concrete compression strenght	fcd	18.59	[MPa]

STEEL REINFORCEMENTS

Diameter of the steel bars	ϕ	20	[mm]
Steel bars spacing	s	20	[cm]
Number of set	n	2	[-]
Yielding strength	f _{yd}	255	[MPa]

DEFORMATION RESULTS

		AN1	AN2	AN3	AN4	AN5	AN6
Critical pressure	Pcr [MPa]	0.26	0.26	0.23	0.27	0.23	0.27
Max cavity def. (2D)	u_{2D} [cm]	3.62	14.50	12.52	1.38	187.85	20.75
Rpl (2D)/Ro	$R_{p_{max}}/r_0$ [-]	3.40	3.40	7.33	2.65	7.33	2.65
Cavity def. at the face	u_f [cm]	1.05	4.21	2.88	0.43	43.26	6.49
Rpl (Face)/Ro	$R_{p_{face}}/r_0$ [-]	1.84	1.84	3.40	1.53	3.40	1.53
Deformation at (x) m	$u_{(x)}$ [cm]	1.05	4.21	2.88	0.43	43.26	6.49
Def.at (x)m regarding gap	$u'_{(x)}$ [cm]	4.05	7.21	5.88	3.43	46.26	9.49
Def.at equilibrium point	ueq [cm]	4.05	7.21	5.88	3.43	46.72	9.50
Conv.at equilibrium point	Ceq [cm]	6.00	6.01	6.00	5.99	6.93	6.02
Rpl (eq)/Ro	$R_{p_{eq}}/r_0$ [-]	3.59	2.45	5.05	4.08	0.57	1.86

INPUT DATA (Diagnosis phase)

Geometrical Data

Equivalent Tunnel Radius	r_t
Overburden	H
Unit weight of the rock mass	γ

Sez 5 TGCs_A	Sez 5 TGCs_B	Sez 5 TGCs_C	Sez 5 TGCs_D	Sez 5 TGCs_C	Sez 5 TGCs_D
5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	[m]	[m]
37.3 [kN/m ³]	37.3 [kN/m ³]	37.3 [kN/m ³]	37.3 [kN/m ³]	[kN/m ³]	[kN/m ³]

Resistance Parameters

Cohesion in the elastic zone	Cel
Cohesion in the plastic zone	Cpl
Friction angle in the elastic zone	Φ_{el}
Friction angle in the plastic zone	Φ_{pl}

0 [kPa]	15 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]	[kPa]	[kPa]
0 [kPa]	15 [kPa]	0 [kPa]	15 [kPa]	[kPa]	[kPa]
41 [°]	35 [°]	41 [°]	35 [°]	[°]	[°]
41 [°]	35 [°]	41 [°]	35 [°]	[°]	[°]

Elastic parameters

Deformation modulus in elastic zone	Eel
Deformation modulus in plastic zone	Epl
Poisson's ratio	ν
Volume increase in plastic zone	ΔV

1800 [MPa]	1800 [MPa]	120 [MPa]	120 [MPa]	[MPa]	[MPa]
1800 [MPa]	1800 [MPa]	120 [MPa]	120 [MPa]	[MPa]	[MPa]
0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	[-]	[-]
0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]	[%]	[%]

PRECONFINEMENT (Therapy Phase)

Structural Elements

FACE PRECONFINEMENT (reinforcement elements)

Number of reinforcements	n^*	0	[-]
Design Length	L	6.2	[m]
Reinforcement's cross section	Ael	15.7	[cm ²]
Reinforcement's tensile strength	ftd	450	[MPa]
Drilling/Grouting Diameter	Dp	100	[mm]
Grout-soil bond	τ_d	150	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	0.0	[kPa]

Jet grouting

FACE PRECONFINEMENT (jet grouting or similar)

Number of reinforcements	n^*	1	[-]
Design Length	L	6	[m]
Coloumndiameter	Dn	800	[mm]
Jet Cohesion	cjet	1000	[kPa]
Design cohesion for the soil	cs	50	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	5.4	[kPa]

SUPPORT DATA (Therapy Phase)

SCUDO

Elastic Modulus	Esb	210000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.3	[-]
Thickness	t	5	[cm]
Compression strenght (medium)	fcm	275	[MPa]

ROCK BOLTS

Bolt length	L	6	[m]
Bolt diameter	d	1.6	[cm]
Circumferential bolt spacing	s	1	[m]
Longitudinal bolt spacing	a	1	[m]
Bolt elastic moduls	Eb	210000	[MPa]
Ultimate failure load	Fu	150	[kN]
Load deformation constant	δ	0.006	[m/MN]

STEEL RIBS

HSE	IPE 120	Number of profiles	n	2.00	[-]
HSH	IPE 140	Steel ribs spacing	s	1.13	[m]
HSL	IPE 160	Cross section Area	As	29.21	[cm ²]
HSU	IPE 180	Moment of Inertia	Iy	962.1	[cm ⁴]
IPE	IPE 200	Yielding strength	f _{yd}	240.00	[MPa]
IPEA	IPE 220	Homogenization coeff.	n	10.00	[-]
IPEO	IPE 240	Gap ground/support	g	3.00	[cm]
IPEX	IPE 270				
IPN	IPE 300				
ISE	IPE 330				

Stiffness reduction factor for Shotcrete and Steel Ribs	Ka	1.00	[-]
Stiffness reduction factor for Rock Bolts	Kbolt	1.00	[-]
Distance of support	d	0.00	[m]
Total Stiffness	Kt	414.4	[MPa/m]

FINAL LINING

CONCRETE

Elastic Modulus	Ec	38237	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	T	35	[cm]
Concrete compression strenght	fcd	18.59	[MPa]

STEEL REINFORCEMENTS

Diameter of the steel bars	ϕ	20	[mm]
Steel bars spacing	s	20	[cm]
Number of set	n	2	[-]
Yielding strength	f _{yd}	255	[MPa]

DEFORMATION RESULTS

		AN1	AN2	AN3	AN4	AN5	AN6
Critical pressure	Pcr [MPa]	0.22	0.26	0.22	0.26		
Max cavity def. (2D)	u_{2D} [cm]	11.56	1.26	173.44	18.95		
Rpl (2D)/Ro	Rp_{max}/rO [-]	7.23	2.60	7.23	2.60		
Cavity def. at the face	u_f [cm]	2.68	0.40	40.17	5.97		
Rpl (Face)/Ro	Rp_{face}/rO [-]	3.37	1.51	3.37	1.51		
Deformation at (x) m	$u_{(x)}$ [cm]	2.68	0.40	40.17	5.97		
Def.at (x)m regarding gap	$u'_{(x)}$ [cm]	5.68	3.40	43.17	8.97		
Def.at equilibrium point	ueq [cm]	5.68	3.39	43.17	8.98		
Conv.at equilibrium point	Ceq [cm]	6.00	5.99	6.00	6.02		
Rpl (eq)/Ro	Rp_{eq}/rO [-]	5.09	4.16	3.65	1.85		

INPUT DATA (Diagnosis phase)

Geometrical Data

Equivalent Tunnel Radius	r_t
Overburden	H
Unit weight of the rock mass	γ

Sez 5 TGC_A	Sez 5 TGC_B	Sez 5 TGC_C	Sez 5 TGC_D	Sez 5 TGNs
5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	5.30 [m]	[m]
36.3 [kN/m ³]	36.3 [kN/m ³]	36.3 [kN/m ³]	36.3 [kN/m ³]	[kN/m ³]
17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	17 [kN/m ³]	[kN/m ³]

Resistance Parameters

Cohesion in the elastic zone	Cel
Cohesion in the plastic zone	Cpl
Friction angle in the elastic zone	Φ_{el}
Friction angle in the plastic zone	Φ_{pl}

20 [kPa]	50 [kPa]	20 [kPa]	50 [kPa]	[kPa]	[kPa]
20 [kPa]	50 [kPa]	20 [kPa]	50 [kPa]	[kPa]	[kPa]
37 [°]	35 [°]	37 [°]	35 [°]	[°]	[°]
37 [°]	35 [°]	37 [°]	35 [°]	[°]	[°]

Elastic parameters

Deformation modulus in elastic zone	Eel
Deformation modulus in plastic zone	Epl
Poisson's ratio	ν
Volume increase in plastic zone	ΔV

4500 [MPa]	4500 [MPa]	700 [MPa]	700 [MPa]	[MPa]	[MPa]
4500 [MPa]	4500 [MPa]	700 [MPa]	700 [MPa]	[MPa]	[MPa]
0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	0.3 [-]	[-]	[-]
0 [%]	0 [%]	0 [%]	0 [%]	[%]	[%]

PRECONFINEMENT (Therapy Phase)

Structural Elements

FACE PRECONFINEMENT (reinforcement elements)

Number of reinforcements	n^*	0	[-]
Design Length	L	6.2	[m]
Reinforcement's cross section	Ael	15.7	[cm ²]
Reinforcement's tensile strength	ftd	450	[MPa]
Drilling/Grouting Diameter	Dp	100	[mm]
Grout-soil bond	τ_d	150	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	0.0	[kPa]

Jet grouting

FACE PRECONFINEMENT (jet grouting or similar)

Number of reinforcements	n^*	1	[-]
Design Length	L	6	[m]
Coloumndiameter	Dn	800	[mm]
Jet Cohesion	cjet	1000	[kPa]
Design cohesion for the soil	cs	50	[kPa]
Cohesion improvement	Δc	5.4	[kPa]

SUPPORT DATA (Therapy Phase)

SCUDO

Elastic Modulus	Esb	210000	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.3	[-]
Thickness	t	5	[cm]
Compression strenght (medium)	fcm	275	[MPa]

ROCK BOLTS

Bolt length	L	6	[m]
Bolt diameter	d	1.6	[cm]
Circumferential bolt spacing	s	1	[m]
Longitudinal bolt spacing	a	1	[m]
Bolt elastic moduls	Eb	210000	[MPa]
Ultimate failure load	Fu	150	[kN]
Load deformation constant	δ	0.006	[m/MN]

FINAL LINING

CONCRETE

Elastic Modulus	Ec	38237	[MPa]
Poisson's Ratio	ν	0.2	[-]
Thickness	T	35	[cm]
Concrete compression strenght	fcd	18.59	[MPa]

STEEL RIBS

HSE	IPE 120	Number of profiles	n	2.00	[-]
HSH	IPE 140	Steel ribs spacing	s	1.13	[m]
HSL	IPE 160	Cross section Area	As	29.21	[cm ²]
HSU	IPE 180	Moment of Inertia	Iy	962.1	[cm ⁴]
IPE	IPE 200	Yielding strength	f _{yd}	240.00	[MPa]
IPEA	IPE 220	Homogenization coeff.	n	10.00	[-]
IPEO	IPE 240	Gap ground/support	g	3.00	[cm]
IPEX	IPE 270				
IPN	IPE 300				
ISE	IPE 330				

Stiffness reduction factor for Shotcrete and Steel Ribs	Ka	1.00	[-]
Stiffness reduction factor for Rock Bolts	Kbolt	1.00	[-]
Distance of support	d	0.00	[m]
Total Stiffness	Kt	414.4	[MPa/m]

STEEL REINFORCEMENTS

Diameter of the steel bars	ϕ	20	[mm]
Steel bars spacing	s	20	[cm]
Number of set	n	2	[-]
Yielding strength	f _{yd}	255	[MPa]

DEFORMATION RESULTS

		AN1	AN2	AN3	AN4	AN5	AN6
Critical pressure	Pcr [MPa]	0.23	0.22	0.23	0.22		
Max cavity def. (2D)	u_{2D} [cm]	0.33	0.20	2.15	1.31		
Rpl (2D)/Ro	$R_{p_{max}}/r_0$ [-]	2.12	1.69	2.12	1.69		
Cavity def. at the face	u_f [cm]	0.12	0.08	0.76	0.51		
Rpl (Face)/Ro	$R_{p_{face}}/r_0$ [-]	1.33	1.14	1.33	1.14		
Deformation at (x) m	$u_{(x)}$ [cm]	0.12	0.08	0.76	0.51		
Def.at (x)m regarding gap	$u'_{(x)}$ [cm]	3.12	3.08	3.76	3.51		
Def.at equilibrium point	ueq [cm]	3.11	3.06	3.76	3.50		
Conv.at equilibrium point	Ceq [cm]	5.99	5.97	5.99	5.98		
Rpl (eq)/Ro	$R_{p_{eq}}/r_0$ [-]	6.16	6.06	2.74	2.63		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c'/c_u [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c'/c_u [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGN	19.0	17.0	800	27	TGN	10.6	17.0	800	27
Pr	12.0	17.0	0	34					
R	3.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	34.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	15.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	6.50

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm^{-3}]	17.4
Average cohesion	c_u [kPa]	800.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm^{-3}]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	27.0	Average cohesion within Discharge Zone	c_u [kPa]	800.0
Coefficient of passive earth pressure	K_p [-]	2.66	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	27.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	K_f [-]	0.66

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	------------	---	---------------------------------	------------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability	
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	534.00	FS_g	13.82
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	662.69	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>	
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	573.14	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c 38.71
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f 14.82
σ_{sp} [kPa]				
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =				
0.95				
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified	

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGN	17.0	17.0	800	27	TGN	10.6	17.0	800	27
Pr	7.0	17.0	0	34					
R	2.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	26.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	25.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	6.50

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion	cu [kPa]	800.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	18.9
Average friction angle	ϕ'_e [°]	27.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	754.7
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	2.66	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	27.40
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.65

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	326.00	FS_g	14.59	
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	568.79	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	513.84	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	42.58
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	15.63
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGN	15.0	17.0	800	27	TGN	10.6	17.0	800	27
Pr	7.0	17.0	0	34					
R	2.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	24.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	18.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	6.50

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.7
Average cohesion	cu [kPa]	800.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	27.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	665.9
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	2.66	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	28.17
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.64

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	332.00	FS_g	15.92	
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	497.63	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	441.14	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	42.23
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	17.04
σ_{cp} [kPa]			$(M\Sigma_{Tn}/M\Sigma_{Sa})$		
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGN	21.0	17.0	800	27	TGCs	9.6	17.0	15	35
R	2.0	19.0	0	30	TGN	1.0	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	23.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.61

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.8
Average cohesion	cu [kPa]	89.1	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	34.2	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	800.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.57	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	27.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.66

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability	
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	364.47	FS_g	12.63
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	602.57	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>	
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	541.45	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c 54.06
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f 14.14
σ_{sp} [kPa]			<small>($M\Sigma_{Tn}/MS_{sa}$)</small>	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			<small>($M\Sigma_{Tn}/MS_{sa}$)</small>	
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified	

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGN	21.0	17.0	800	27	TGCs	9.6	17.0	0	41
R	2.0	19.0	0	30	TGN	1.0	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	23.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	4.98

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.8
Average cohesion	cu [kPa]	75.5	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	39.7	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	800.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.53	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	27.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.66

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	343.72	FS_g	13.25	
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	599.09	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	541.45	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	54.06
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	15.09
σ_{sp} [kPa]			$(M\Sigma_{Tn}/MS_{sa})$		
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			0.94		
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGCs	22.0	17.0	0	41	Pb	5.1	17.0	5	37
TGNs	10.0	17.0	0	35	TGCs	5.5	17.0	0	41
R	2.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	34.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.00
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	4.75

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	2.3	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	39.2	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.44	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	41.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.40

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.74
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	47.71	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	47.71	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	3.23
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.85
σ_{zp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
-0.17					
Crown wedge local stability (against plasticization):			NOT VERIFIED		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGCs	22.0	17.0	15	35	Pb	5.1	17.0	5	37
TGNs	10.0	17.0	0	35	TGCs	5.5	17.0	15	35
R	2.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	34.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.00
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.11

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	10.5	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	35.9	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	15.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.84	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	35.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.50

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.90
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	56.30	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	56.30	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	3.82
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	1.02
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
0.00					
Crown wedge local stability (against plasticization):			NOT VERIFIED		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGCs	1.0	17.0	15	35	TGCs	10.6	17.0	15	35
TGNs	24.0	17.0	0	35					
Pr	6.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	32.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.00
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.21

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.1
Average cohesion	cu [kPa]	15.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	35.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.8
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.69	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	35.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.50

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_g [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	i_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.77
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	42.78	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	42.78	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	3.09
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.86
σ_{zp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		-0.16			
Crown wedge local stability (against plasticization):		NOT VERIFIED			

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGCs	1.0	17.0	0	41	TGCs	10.6	17.0	0	41
TGNs	24.0	17.0	0	35					
Pr	6.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	32.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	4.83

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.1
Average cohesion	cu [kPa]	0.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	41.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.81	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	35.33
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.50

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.66
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	42.37	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	42.37	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	3.06
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.76
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
Crown wedge local stability (against plasticization):			NOT VERIFIED		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGC	13.0	17.0	20	37	Pb	9.6	17.0	5	37
TGNs	8.0	17.0	0	35	TGC	1.0	17.0	20	37
Pr	9.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	31.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.28

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.2
Average cohesion	cu [kPa]	6.4	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	37.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	14.4
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.02	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	36.44
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.48

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.77
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	46.23	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	46.23	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	3.45
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.86
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		-0.02			
Crown wedge local stability (against plasticization):		NOT VERIFIED			

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGC	13.0	17.0	50	35	Pb	9.6	17.0	5	37
TGNs	8.0	17.0	0	35	TGC	1.0	17.0	50	35
Pr	9.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	31.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.28

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.2
Average cohesion	cu [kPa]	6.4	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	37.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	36.1
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.02	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	35.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.50

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.94
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	57.57	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	57.57	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	4.29
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	1.06
ϵ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
0.23					
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
Pr	19.0	17.0	0	34	TGNs	8.6	17.0	0	35
R	1.0	19.0	0	30	Pr	2.0	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	20.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	<i>Failure Mechanism geometry</i>		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.54

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	18.0
Average cohesion	cu [kPa]	0.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	34.8	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.66	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_g [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	i_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.14
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	6.30	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	6.30	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	0.73
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.16
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		-0.17			
Crown wedge local stability (against plasticization):		NOT VERIFIED			

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGNs	2.5	17.0	0	35	TGC	5.1	17.0	50	35
Pr	22.5	17.0	0	34	TGNs	5.5	17.0	0	35
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	26.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.52

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	24.1	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	35.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.69	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.14
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	34.67	FS_g		0.77
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	30.44	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	24.31	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	2.16
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.85
σ_{zp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
			-0.17		
Crown wedge local stability (against plasticization):			NOT VERIFIED		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGNs	2.5	17.0	0	35	TGC	5.1	17.0	20	37
Pr	22.5	17.0	0	34	TGNs	5.5	17.0	0	35
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	26.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.41

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	9.6	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	36.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.85	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.14
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_g [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	i_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.53
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	24.31	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	24.31	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	2.16
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.59
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
Crown wedge local stability (against plasticization):					

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGC	4.0	17.0	50	35	TGC	10.6	17.0	50	35
Pr	26.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	31.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	<i>Failure Mechanism geometry</i>		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.52

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.2
Average cohesion	cu [kPa]	50.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	35.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	11.1
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.69	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.22
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_g [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	i_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	169.23	FS_g	1.55	
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	74.99	<i>Admissible SF : 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	45.10	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	3.36
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)	σ_{zp} [kPa]		Tunnel-facel stability	FS_f	1.71
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		-0.04			
Crown wedge local stability (against plasticization):		NOT VERIFIED			

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGC	4.0	17.0	20	37	TGC	10.6	17.0	20	37
Pr	26.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	31.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.28

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.2
Average cohesion	cu [kPa]	20.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	37.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	4.4
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.02	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.67
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.51

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_g [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	i_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	18.21	Tunnel-face global stability	FS_g	0.87
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	44.84	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	41.62	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	3.10
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.97
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		σ_{sp} [kPa]			
		-0.12			
Crown wedge local stability (against plasticization):		NOT VERIFIED			

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
Pr	19.0	17.0	0	34	TGC	4.6	17.0	20	37
R	1.0	19.0	0	30	Pr	6.0	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	20.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	17.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.48

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	18.0
Average cohesion	cu [kPa]	8.7	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	35.3	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.74	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_g [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	i_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.25
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	6.30	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	6.30	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	0.73
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.27
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		-0.17			
Crown wedge local stability (against plasticization):		NOT VERIFIED			

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
Pr	19.0	17.0	0	34	TGC	4.6	17.0	50	35
R	1.0	19.0	0	30	Pr	6.0	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	20.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	17.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.48

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	18.0
Average cohesion	cu [kPa]	8.7	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	35.3	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.74	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	Tunnel-face global stability	FS_g	0.25
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	6.30	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	6.30	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	0.73
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.27
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		σ_{sp} [kPa]			
		-0.17			
Crown wedge local stability (against plasticization):		NOT VERIFIED			

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
Pr	6.0	17.0	0	34	Pr	10.6	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	7.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	8.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	1.0	Discharge zone height	Z_d [m]	7.00
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.64

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	0.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average friction angle	ϕ'_e [°]	34.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.54	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	33.43
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.53

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	0.00	FS_g		0.00
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	0.00	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	0.00	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	0.00
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	0.00
σ_{zp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
Crown wedge local stability (against plasticization):			NOT VERIFIED		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGN	19.0	17.0	800	27	TGN	10.6	17.0	800	27
Pr	12.0	17.0	0	34					
R	3.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	78.53981634	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60		Total Overburden	H [m]	34.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	15.60		Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0		Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0		Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
				Length of prisms in advance	L_p [m]	6.50

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.4
Average cohesion	cu [kPa]	800.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	27.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	800.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	2.66	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	27.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.66

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability	
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	534.00	FS_g	14.81
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	662.69	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>	
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	573.14	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c 3540.34
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f 14.82
σ_{sp} [kPa]			$(M\Sigma_{Tn}/MS_{sa})$	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =				
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified	

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGN	17.0	17.0	800	27	TGN	10.6	17.0	800	27
Pr	7.0	17.0	0	34					
R	2.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	26.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	25.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	6.50

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.5
Average cohesion	cu [kPa]	800.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	27.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	754.7
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	2.66	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	27.40
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.65

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	296.00	FS_g		17.07
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	564.41	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	514.51	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	4161.54
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	17.08
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00
------------	------

γ_C	1.00
------------	------

$\gamma_{tan\phi}$	1.00
--------------------	------

R2	1.00
----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface				
TGN	15.0	17.0	800	27
Pr	7.0	17.0	0	34
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: invert-crown				
TGN	10.6	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	18.60
Surface load	qs [kPa]	0.0
Free span length	a [m]	0.0

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	24.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Failure Mechanism geometry

Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
Length of prisms in advance	L_p [m]	6.50

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1

Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion	cu [kPa]	800.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	27.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp[-]	2.66

Prisms 2-3

Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.7
Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	665.9
Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	28.17
Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf[-]	0.64

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties

Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5
Curing factor	γ_c [-]	0.9
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2
Elastic module	E_c [GPa]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0

Face VTR Bars/Bolts properties

Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Thickness	th_b [mm]	20.0
Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Joint step	l_{joint} [m]	18

Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475

Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---

Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts

Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	332.00
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	497.63
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	441.14

Tunnel-face global stability ($M\Sigma_{FS}/M\Sigma_{SA}$)	FS_g	16.99
---	--------	-------

Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/1.6 (rockmass ductile behaviour)

Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)

σ_{zp} [kPa]	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =	
Crown wedge local stability (against plasticization):	verified

Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	968.36
Tunnel-facel stability ($M\Sigma_{FS}/M\Sigma_{SA}$)	FS_f	17.04

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00
------------	------

γ_C	1.00
------------	------

$\gamma_{tan\phi}$	1.00
--------------------	------

R2	1.00
----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface				
TGN	21.0	17.0	800	27
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: invert-crown				
TGCs	9.6	17.0	15	35
TGN	1.0	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60
Surface load	qs [kPa]	0.0
Free span length	a [m]	0.0

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	23.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Failure Mechanism geometry

Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
Length of prisms in advance	L_p [m]	5.61

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1

Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion	cu [kPa]	89.1
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.2
Coefficient of passive earth pressure	Kp[-]	3.57

Prisms 2-3

Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.8
Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion within Discharge Zone	cu[kPa]	800.0
Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	27.00
Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf[-]	0.66

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties

Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5
Curing factor	γ_c [-]	0.9
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2
Elastic module	E_c [GPa]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0

Face VTR Bars/Bolts properties

Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Thickness	th_b [mm]	20.0
Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Joint step	l_{joint} [m]	18

Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475

Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Applied pressure at tunnel boundary	pa[kPa]	0
Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---

Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts

Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	364.47
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	602.57
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	541.45

Tunnel-face global stability ($M\Sigma_{FS}/M\Sigma_{SA}$)	FS_g	14.12
---	--------	-------

Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/1.6 (rockmass ductile behaviour)

Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)

	σ_{sp} [kPa]	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		
Crown wedge local stability (against plasticization):	verified	

Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	4944.87
Tunnel-facel stability ($M\Sigma_{FS}/M\Sigma_{SA}$)	FS_f	14.14

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00
------------	------

γ_C	1.00
------------	------

$\gamma_{tan\phi}$	1.00
--------------------	------

R2	1.00
----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface				
TGN	21.0	17.0	800	27
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: invert-crown				
TGCs	9.6	17.0	0	41
TGN	1.0	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60
Surface load	qs [kPa]	0.0
Free span length	a [m]	0.0

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	23.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Failure Mechanism geometry

Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
Length of prisms in advance	L_p [m]	4.98

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1

Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion	cu [kPa]	75.5
Average friction angle	ϕ'_E [°]	39.7
Coefficient of passive earth pressure	Kp[-]	4.53

Prisms 2-3

Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.8
Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	800.0
Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	27.00
Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf[-]	0.66

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties

Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5
Curing factor	γ_c [-]	0.9
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2
Elastic module	E_c [GPa]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0

Face VTR Bars/Bolts properties

Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Thickness	th_b [mm]	20.0
Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Joint step	l_{joint} [m]	18

Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475

Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
-------------------------------------	----------	---

Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	0
---------------------------------	----------	---

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts

Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	343.72
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	599.09
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	541.45

Tunnel-face global stability ($M\Sigma_{Tn}/M\Sigma_{Sa}$)	FS_g	15.07
---	--------	-------

Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/1.6 (rockmass ductile behaviour)

Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)

σ_{zp} [kPa]	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =	
Crown wedge local stability (against plasticization):	verified

Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	4944.87
Tunnel-facel stability ($M\Sigma_{Tn}/M\Sigma_{Sa}$)	FS_f	15.09

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGCs	22.0	17.0	0	41	Pb	5.1	17.0	5	37
TGNs	10.0	17.0	0	35	TGCs	5.5	17.0	0	41
R	2.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	34.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.05

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm^{-3}]	17.3
Average cohesion	c_u [kPa]	2.4	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm^{-3}]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	39.1	Average cohesion within Discharge Zone	c_u [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	$Kp[-]$	4.41	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	41.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	$Kf[-]$	0.40

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	150	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	594	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	594	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	44	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	44
-------------------------------------	------------	----	---------------------------------	------------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	117.60	FS_g		2.08
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	68.06	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	55.32	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	370.96
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	2.08
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			87.74		
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_y	1.00	γ_c	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGCs	22.0	17.0	15	35	Pb	5.1	17.0	5	37
TGNs	10.0	17.0	0	35	TGCs	5.5	17.0	15	35
R	2.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	34.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.41

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	10.2	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	36.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	15.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.85	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	35.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.50

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	40	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	40
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability	
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	117.67	FS_g	2.03
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	77.10	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>	
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	63.37	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c 421.79
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f 2.03
σ_{sp} [kPa]				
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =				
102.98				
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified	

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGCs	1.0	17.0	15	35	TGCs	10.6	17.0	15	35
TGNs	24.0	17.0	0	35					
Pr	6.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	32.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.52

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.1
Average cohesion	cu [kPa]	15.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	35.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.8
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.69	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	35.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.50

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	42	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	42
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	142.69	FS_g		2.02
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	68.01	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	50.21	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	359.37
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	2.02
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			86.21		
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGCs	1.0	17.0	0	41	TGCs	10.6	17.0	0	41
TGNs	24.0	17.0	0	35					
Pr	6.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	32.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	4.83

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.1
Average cohesion	cu [kPa]	0.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	41.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.81	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	35.33
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.50

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	40
-------------------------------------	----------	---	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability			
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	102.50	$(M\Sigma_{Fb}/MS_{\gamma_d})$	FS_g	2.06	
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	60.49	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>			
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	42.37	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	279.91	
			Tunnel-facel stability	$(M\Sigma_{Fb}/MS_{\gamma_d})$	FS_f	2.06

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGC	13.0	17.0	20	37	Pb	9.6	17.0	5	37
TGNs	8.0	17.0	0	35	TGC	1.0	17.0	20	37
Pr	9.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	31.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.28

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.2
Average cohesion	cu [kPa]	6.4	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	37.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	14.4
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.02	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	36.44
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.48

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	40	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	40
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	105.55	FS_g		2.01
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	64.87	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	53.29	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	393.13
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	2.01
σ_{sp} [kPa]			$(M\Sigma_{Tij}/M\Sigma_{S_{ij}})$		
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			100.97		
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00
------------	------

γ_C	1.00
------------	------

$\gamma_{tan\phi}$	1.00
--------------------	------

R2	1.00
----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface				
TGC	13.0	17.0	50	35
TGNs	8.0	17.0	0	35
Pr	9.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: invert-crown				
Pb	9.6	17.0	5	37
TGC	1.0	17.0	50	35

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	qs [kPa]	0.0
Free span length	a [m]	0.0

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	31.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Failure Mechanism geometry

Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
Length of prisms in advance	L_p [m]	5.31

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1

Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion	cu [kPa]	9.2
Average friction angle	ϕ'_E [°]	36.8
Coefficient of passive earth pressure	Kp[-]	3.99

Prisms 2-3

Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.2
Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion within Discharge Zone	cu[kPa]	36.1
Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	35.00
Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf[-]	0.50

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties

Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5
Curing factor	γ_c [-]	0.9
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2
Elastic module	E_c [GPa]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0

Face VTR Bars/Bolts properties

Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Thickness	th_b [mm]	20.0
Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Joint step	l_{joint} [m]	18

Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475

Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Applied pressure at tunnel boundary	pa[kPa]	0
Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	32
-------------------------------------	----------	----

Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	32
---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts

Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	87.43
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	73.03
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	63.23

Tunnel-face global stability ($M\Sigma_{FS}/M\Sigma_{SA}$)	FS_g	2.00
---	--------	------

Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile behaviour)

Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)

σ_{zp} [kPa]	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =	117.72
Crown wedge local stability (against plasticization):	verified

Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	458.93
Tunnel-facel stability ($M\Sigma_{FS}/M\Sigma_{SA}$)	FS_f	2.01

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
Pr	19.0	17.0	0	34	TGNs	8.6	17.0	0	35
R	1.0	19.0	0	30	Pr	2.0	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	20.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.54

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	18.0
Average cohesion	cu [kPa]	0.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.8	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.66	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	150	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	594	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	594	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	62	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	62
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	136.86	FS_g		3.04
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	30.46	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	17.24	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	222.17
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	3.05
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
125.48					
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGNs	2.5	17.0	0	35	TGC	5.1	17.0	50	35
Pr	22.5	17.0	0	34	TGNs	5.5	17.0	0	35
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	26.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.52

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	24.1	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_e [°]	35.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.69	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.14
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{dril} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	34	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	34
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability	
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	160.14	FS_g	2.05
Unit shear strength (prisms 2)	s_{m2} [kPa]	52.60	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>	
Unit shear strength (prism 3)	s_{m3} [kPa]	30.32	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c 266.76
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f 2.05
σ_{sp} [kPa]			$(M\Sigma_{Tn}/MS_{sa})$	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			68.71	
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified	

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGNs	2.5	17.0	0	35	TGC	5.1	17.0	20	37
Pr	22.5	17.0	0	34	TGNs	5.5	17.0	0	35
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	26.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.41

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	9.6	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	36.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.85	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.14
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	44	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	44
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	130.05	FS_g		2.09
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	47.28	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	32.08	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	289.36
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	2.09
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			88.99		
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00
------------	------

γ_C	1.00
------------	------

$\gamma_{tan\phi}$	1.00
--------------------	------

R2	1.00
----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface				
TGC	4.0	17.0	50	35
Pr	26.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: invert-crown				
TGC	10.6	17.0	50	35

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60
Surface load	qs [kPa]	0.0
Free span length	a [m]	0.0

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	31.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Failure Mechanism geometry

Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
Length of prisms in advance	L_p [m]	5.52

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1

Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion	cu [kPa]	50.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	35.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp[-]	3.69

Prisms 2-3

Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.2
Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	11.1
Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.22
Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf[-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties

Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5
Curing factor	γ_c [-]	0.9
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2
Elastic module	E_c [GPa]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0

Face VTR Bars/Bolts properties

Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Thickness	th_b [mm]	20.0
Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Joint step	l_{joint} [m]	18

Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475

Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	10
-------------------------------------	----------	----

Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	10
---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts

Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	206.13
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	81.51
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	46.86

Tunnel-face global stability ($M\Sigma_{Tn}/M\Sigma_{Sa}$)	FS_g	2.01
---	--------	------

Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/1.6 (rockmass ductile behaviour)

Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)

σ_{zp} [kPa]	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =	36.82
Crown wedge local stability (against plasticization):	verified

Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	325.73
Tunnel-facel stability ($M\Sigma_{Tn}/M\Sigma_{Sa}$)	FS_f	2.01

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
TGC	4.0	17.0	20	37	TGC	10.6	17.0	20	37
Pr	26.0	17.0	0	34					
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	31.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.28

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.2
Average cohesion	cu [kPa]	20.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	37.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	4.4
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	4.02	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.67
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.51

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	32	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	32
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	146.94	FS_g		2.02
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	67.59	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	47.28	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	343.15
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	2.02
σ_{sp} [kPa]					
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
71.29					
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
Pr	19.0	17.0	0	34	TGC	4.6	17.0	20.0	37.0
R	1.0	19.0	0	30	Pr	6.0	17.0	0.0	34.0

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	20.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	17.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.48

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	18.0
Average cohesion	cu [kPa]	8.7	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	35.3	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.74	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.00
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	v_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	48	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	48
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	134.63	FS_g		2.37
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	30.07	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	14.77	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	181.26
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	2.38
σ_{sp} [kPa]			$(M\Sigma_{Tij}/MS_{y,i})$		
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =			97.09		
Crown wedge local stability (against plasticization):			verified		

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00
------------	------

γ_C	1.00
------------	------

$\gamma_{tan\phi}$	1.00
--------------------	------

R2	1.00
----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface				
Pr	19.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: invert-crown				
TGC	4.6	17.0	50	35
Pr	6.0	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	17.60
Surface load	qs [kPa]	0.0
Free span length	a [m]	0.0

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	20.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Failure Mechanism geometry

Discharge zone height	Z_d [m]	18.02
Length of prisms in advance	L_p [m]	5.58

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1

Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion	cu [kPa]	21.7
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.4
Coefficient of passive earth pressure	Kp[-]	3.60

Prisms 2-3

Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	18.0
Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.0
Average cohesion within Discharge Zone	cu[kPa]	0.0
Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	34.00
Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf[-]	0.52

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties

Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5
Curing factor	γ_c [-]	0.9
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2
Elastic module	E_c [GPa]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0

Face VTR Bars/Bolts properties

Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Thickness	th_b [mm]	20.0
Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Joint step	l_{joint} [m]	18

Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475

Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Applied pressure at tunnel boundary	pa[kPa]	0
Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	36
-------------------------------------	----------	----

Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	36
---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts

Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	150.79
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	32.92
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	12.65

Tunnel-face global stability ($M\Sigma_{FR}/M\Sigma_{SA}$)	FS_g	2.08
---	--------	------

Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour)/ 1.6 (rockmass ductile behaviour)

Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)

	σ_{sp} [kPa]	
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =		72.76
Crown wedge local stability (against plasticization):		verified

Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	149.17
Tunnel-facel stability ($M\Sigma_{FR}/M\Sigma_{SA}$)	FS_f	2.09

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

γ_Y	1.00	γ_C	1.00	$\gamma_{tan\phi}$	1.00	R2	1.00
------------	------	------------	------	--------------------	------	----	------

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]	Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c'/Cu [kPa]	ϕ' [°]
layers ordering: from tunnel crown to ground surface					layers ordering: invert-crown				
Pr	6.0	17.0	0	34	Pr	10.6	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30					

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2	Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Tunnel face width	D [m]	10.60	Total Overburden	H [m]	7.0
water table level above tunnel invert	H_w [m]	8.60	Tunnel face height	A [m]	10.60
Surface load	qs [kPa]	0.0	Failure Mechanism geometry		
Free span length	a [m]	0.0	Discharge zone height	Z_d [m]	7.00
			Length of prisms in advance	L_p [m]	5.64

Failure Mechanism Prisms - Average geotechnical properties

Prisms 1			Prisms 2-3		
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.0	Average saturated unit weight upper D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average cohesion	cu [kPa]	0.0	Average saturated unit weight within D.Z.	γ_n [kNm ⁻³]	17.3
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.0	Average cohesion within Discharge Zone	cu [kPa]	0.0
Coefficient of passive earth pressure	Kp [-]	3.54	Average friction angle within Discharge Zone	ϕ'_p [°]	33.43
			Friction Coefficient within Discharge Zone	Kf [-]	0.53

Therapy phase

VTR REINFORCEMENT

Injection grout properties			Face VTR Bars/Bolts properties		
Cubic compression resistance	R_{ck} [MPa]	30.0	Unit Tensile strength	σ_b [MPa]	600.0
Injection influence ratio	i_i [-]	0.5	Unit Tensile strength at joint	σ_j [MPa]	600.0
Curing factor	γ_c [-]	0.9	Unit Shear strength	σ_t [MPa]	100.0
Material partial safety factor	γ_f [-]	1.0	Drilling diameter	ϕ_{drill} [mm]	140.0
Possion ratio	ν_c [-]	0.2	External diameter	ϕ_{ext} [mm]	60.0
Elastic module	E_c [GPa]	20.0	Thickness	th_b [mm]	20.0
Grout-soil bond	τ_a [kPa]	120	Single bar Cross sectional area	A_b [mm ²]	1570
Injection penetrability coeff.	α_i [-]	1.0	Overlapping length	L_{LAP} [m]	9
Design strenght (ULS)	σ_c [-]	27.0	Joint step	l_{joint} [m]	18
Single bar Shear strenght	T_t [kN]	157	Number of bars installed at tunnel face	N_b [-]	0
Single bar Tensile strenght	T_T [kN]	942	N° of bars for unit of area	n_b [m ⁻²]	0.00
Single bar Pull-out strenght	T_F [kN]	475	Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	0
Max. resistance offered by bars	T_{max} [kN]	475	Equivalent pressure acting at face	pf [kPa]	0

Therapy phase

APPLIED PRESSURE

Applied pressure at tunnel boundary	pa [kPa]	34	Applied pressure at tunnel face	pf [kPa]	34
-------------------------------------	----------	----	---------------------------------	----------	----

Prismatic volumes shear resistance and Safety factors

Failure Mechanism wedges - Unit strenghts			Tunnel-face global stability		
Face wedge unit strength (prism 1)	q [kPa]	30.16	FS_g		2.29
Unit shear strength (prisms 2)	τ_{m2} [kPa]	5.32	<i>Admissible SF: 2.0 (rockmass brittle behaviour) / 1.6 (rockmass ductile behaviour)</i>		
Unit shear strength (prism 3)	τ_{m3} [kPa]	6.00	Crown-wedge stability (vertical sliding)	FS_c	96.58
Crown prism vertical-stress field (Terzaghi's arching effect)			Tunnel-facel stability	FS_f	2.31
z1: Vertical dist. from tunnel boundary [m] =					
Crown wedge local stability (against plasticization):					verified

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGN	24.3	17	413.1
Pr	12.0	19	228
R	3.0	19	57
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	39.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.79

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGN	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	800
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	27
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	800.0
Friction angle		ϕ' (°)	27.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	2.61
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	2.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	0.6
Deformation behaviour	Neglectable deformations	

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	0.6
Deconfinement	λ_e (-)	1.36
Tunnel face stability	Stable face	

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGN	22.3	17.0	379.1
Pr	7.0	17.0	119
R	2.0	19.0	38
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	31.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.63

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGN	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	800
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	27
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	800.0
Friction angle		ϕ' (°)	27.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	2.61
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	2.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	0.5
Deformation behaviour	Neglectable deformations	

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	0.5
Deconfinement	λ_e (-)	1.59
Tunnel face stability	Stable face	

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGN	20.3	17.0	345.1
Pr	7.0	17.0	119
R	2.0	19.0	38
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	29.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.59

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGN	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	800
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	27
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	800.0
Friction angle		ϕ' (°)	27.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	2.61
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	2.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	0.5
Deformation behaviour	Neglectable deformations	

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	0.5
Deconfinement	λ_e (-)	1.66
Tunnel face stability	Stable face	

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGGs	4.3	17.0	73.1
TGN	22.0	17.0	374
R	2.0	19.0	38
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	28.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.58

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGGs	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	------	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	0.1
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	41
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	0.1
Friction angle		ϕ' (°)	41.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.00
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	4.8

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	2621.3
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	2621.3
Deconfinement	λ_e (-)	0.66
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGGs	4.3	17.0	73.1
TGN	22.0	17.0	374
R	2.0	19.0	38
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	28.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.58

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGGs	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	------	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	15
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	35
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	15.0
Friction angle		ϕ' (°)	35.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.06
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	20.0
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	20.0
Deconfinement	λ_e (-)	0.59
Tunnel face stability		Short term face stability

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGCs	27.3	17.0	464.1
TGNs	10.0	17.0	170
R	2.0	19.0	38
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	39.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.76

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	Pb	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	5
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	37
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	5.0
Friction angle		ϕ' (°)	37.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.02
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	4.0

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	76.0
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	76.0
Deconfinement	λ_e (-)	0.61
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kN/m ³]	$\Delta\sigma_v$ kNm/m ²
TGCs	27.3	17.0	464.1
TGNs	10.0	17.0	170
R	2.0	19.0	38
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	39.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.76

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGCs	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	------	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	0.1
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	41
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	0.1
Friction angle		ϕ' (°)	41.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.00
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	4.8

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	3473.5
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	3473.5
Deconfinement	λ_e (-)	0.66
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kN/m ³]	$\Delta\sigma_v$ kNm/m ²
TGCs	27.3	17.0	464.1
TGNs	10.0	17.0	170
R	2.0	19.0	38
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	39.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.76

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGCs	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	------	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	15
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	35
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	15.0
Friction angle		ϕ' (°)	35.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.06
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	26.5
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	26.5
Deconfinement	λ_e (-)	0.59
Tunnel face stability		Short term face stability

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGCs	6.3	17.0	107.1
TGNs	24.0	17.0	408
Pr	6.0	17.0	102
R	1.0	19.0	19

Total overburden	H (m)	37.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.73

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGCs	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	------	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	0.1
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	41
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	0.1
Friction angle		ϕ' (°)	41.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.00
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	4.8

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	3309.5
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	3309.5
Deconfinement	λ_e (-)	0.66
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kN/m ³]	$\Delta\sigma_v$ kNm/m ²
TGCs	6.3	17.0	107.1
TGNs	24.0	17.0	408
Pr	6.0	17.0	102
R	1.0	19.0	19

Total overburden	H (m)	37.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.73

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGCs	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	------	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	15
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	35
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	15.0
Friction angle		ϕ' (°)	35.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.06
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	25.2
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	25.2
Deconfinement	λ_e (-)	0.59
Tunnel face stability		Short term face stability

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
Terreni	35.3	17.0	600.1
R	1.0	19.0	19

Total overburden	H (m)	36.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.71

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	Pb	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	5
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	37
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	5.0
Friction angle		ϕ' (°)	37.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.02
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	4.0

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	70.7
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	70.7
Deconfinement	λ_e (-)	0.61
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGNs	2.3	17.0	39.1
Pr	22.0	17.0	374
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	25.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.52

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGNs	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	------	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	0.1
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	35
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	0.1
Friction angle		ϕ' (°)	35.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.00
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	2718.4
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	2718.4
Deconfinement	λ_e (-)	0.57
Tunnel face stability		Short term face stability

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGNs	2.3	17.0	39.1
Pr	22.0	17.0	374
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	25.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.52

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	Pr	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	0.1
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	34
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	0.1
Friction angle		ϕ' (°)	34.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.00
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.5

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	2776.6
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	2776.6
Deconfinement	λ_e (-)	0.56
Tunnel face stability		Short term face stability

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kN/m ³]	$\Delta\sigma_v$ kNm/m ²
TGNs	7.8	17.0	132.6
Pr	22.5	17.0	382.5
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	31.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.62

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGC	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	50
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	35
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	50.0
Friction angle		ϕ' (°)	35.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.19
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	6.5
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	6.5
Deconfinement	λ_e (-)	0.64
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGNs	7.8	17.0	132.6
Pr	22.5	17.0	382.5
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	31.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.62

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGC	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	20
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	37
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	20.0
Friction angle		ϕ' (°)	37.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.08
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	4.0

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	15.6
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	15.6
Deconfinement	λ_e (-)	0.63
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kN/m ³]	$\Delta\sigma_v$ kNm/m ²
TGNs	7.8	17.0	132.6
Pr	22.5	17.0	382.5
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	31.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.62

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGNs	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	------	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	0.1
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	35
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	0.1
Friction angle		ϕ' (°)	35.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.00
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	3249.4
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	3249.4
Deconfinement	λ_e (-)	0.57
Tunnel face stability		Short term face stability

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGC	9.3	17.0	158.1
Pr	26.0	17.0	442
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	36.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.71

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGC	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	50
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	35
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	50.0
Friction angle		ϕ' (°)	35.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.19
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	7.4
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	7.4
Deconfinement	λ_e (-)	0.63
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
TGC	9.3	17.0	158.1
Pr	26.0	17.0	442
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	36.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.71

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Deep tunnel (H>3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGC	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	20
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	37
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	20.0
Friction angle		ϕ' (°)	37.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.08
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	4.0

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	17.7
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	17.7
Deconfinement	λ_e (-)	0.62
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
Pr	24.3	17.0	413.1
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	25.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.52

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGC	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	50
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	35
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	50.0
Friction angle		ϕ' (°)	35.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.19
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.7

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	5.4
Deformation behaviour		Plastic deformations

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	5.4
Deconfinement	λ_e (-)	0.65
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
Pr	24.3	17.0	413.1
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	25.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.52

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	TGC	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	-----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS		
Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	20
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	37
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	20.0
Friction angle		ϕ' (°)	37.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.08
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	4.0

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	13.0
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	13.0
Deconfinement	λ_e (-)	0.63
Tunnel face stability		Stable face

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
Pr	24.3	17.0	413.1
R	1.0	19.0	19
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	25.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.52

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	Pr	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	20
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	37
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	1.0
Friction angle		ϕ' (°)	34.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.00
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.5

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	277.7
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	277.7
Deconfinement	λ_e (-)	0.56
Tunnel face stability		Short term face stability

DIAGNOSI

TUNNEL FACE STABILITY

INPUT PARAMETERS

Overburden layers

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n	$\Delta\sigma_v$
		[kN/m ³]	kNm/m ²
Pr	11.3	17.0	192.1
R	1.0	19.0	19
			0
-	-	-	-

Total overburden	H (m)	12.3
Total overburden stress at the tunnel axis	σ_0 (MPa)	0.30

Tunnel geometry

Tunnel face height	H (m)	10.6
Equivalent diameter	Deq (m)	10.6
Shallow tunnel (H<3D)		

Boundary conditions

Surface surcharge pressure	σ_s (MPa)	0
----------------------------	------------------	---

Geomechanical parameters

Geological formation	Pr	Failure criterion	MOHR-COULOMB
----------------------	----	-------------------	--------------

Unit weight of the soil /rock mass	γ_n (kN/m ³)	17
------------------------------------	---------------------------------	----

HOEK & BROWN PARAMETERS

Uniaxial compressive strength of rock material	σ_{ci} (MPa)	0
Material constant	m_i (-)	0
Geological strength index	GSI (-)	0
Rock mass strength	σ'_{cm} (MPa)	-

MOHR-COULOMB PARAMETERS

		INPUT	
Cohesion	INPUT	c' (kPa)	0.1
Friction angle	INPUT	ϕ' (°)	34
Cohesion	LINEARIZATION	c' (kPa)	-
Friction angle	LINEARIZATION	ϕ' (°)	-
Cohesion		c' (kPa)	0.1
Friction angle		ϕ' (°)	34.0
Rock mass strength		σ'_{cm} (MPa)	0.00
Passive earth pressure coefficient		K_p (-)	3.5

RESULTS

Tunnel face stability - Broms & Bennemark (1967)

Stability ratio	N (-)	1601.5
Deformation behaviour		Collapse

Tunnel face stability - Panet (1990)

Stability ratio	N (-)	1601.5
Deconfinement	λ_e (-)	0.56
Tunnel face stability		Short term face stability

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGN	19.0	17.0	800	27
Pr	12.0	17.0	0	34
R	3.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGN	10.6	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	15.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	34.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	530.9
Average friction angle	ϕ'_E [°]	29.1
Coefficient of passive earth pressure	N [-]	2.89

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	-1151.83	-1225.73

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGN	17.0	17.0	800	27
Pr	7.0	17.0	0	34
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGN	10.6	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	25.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	26.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	603.3
Average friction angle	ϕ'_E [°]	28.5
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	2.83

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	-1419.69	-1467.42

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGN	15.0	17.0	800	27
Pr	7.0	17.0	0	34
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGN	10.6	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	18.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	24.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm ⁻³]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	591.9
Average friction angle	ϕ'_E [°]	28.6
Coefficient of passive earth pressure	N [-]	2.84

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	-1351.15	-1410.52

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGN	21.0	17.0	800	27
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGCs	9.6	17.0	15	35
TGN	1.0	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	23.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	528.1
Average friction angle	ϕ'_E [°]	29.5
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	2.94

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	-1139.65	-1199.13

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGN	21.0	17.0	800	27
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGCs	9.6	17.0	0	41
TGN	1.0	17.0	800	27

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	23.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	523.8
Average friction angle	ϕ'_E [°]	31.2
Coefficient of passive earth pressure	N [-]	3.15

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	-1054.85	-1111.04

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGCs	22.0	17.0	0	41
TGNs	10.0	17.0	0	35
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
Pb	5.1	17.0	5	37
TGCs	5.5	17.0	0	41

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_r [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	34.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	0.6
Average friction angle	ϕ'_E [°]	38.7
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	4.34

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	20.19	7.89

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGCs	22.0	17.0	15	35
TGNs	10.0	17.0	0	35
R	2.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
Pb	5.1	17.0	5	37
TGCs	5.5	17.0	15	35

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_r [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	34.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	9.8
Average friction angle	ϕ'_E [°]	35.0
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.69

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	10.60	-5.93

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGCs	1.0	17.0	15	35
TGNs	24.0	17.0	0	35
Pr	6.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGCs	10.6	17.0	15	35

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	32.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.0
Average cohesion	c [kPa]	4.1
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.7
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.65

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	21.26	4.42

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGCs	1.0	17.0	0	41
TGNs	24.0	17.0	0	35
Pr	6.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGCs	10.6	17.0	0	41

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	32.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.0
Average cohesion	c [kPa]	0.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	36.4
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.91

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	25.53	10.55

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGC	13.0	17.0	20	37
TGNs	8.0	17.0	0	35
Pr	9.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
Pb	9.6	17.0	5	37
TGC	1.0	17.0	20	37

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	31.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.0
Average cohesion	c [kPa]	7.9
Average friction angle	ϕ'_E [°]	35.8
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.82

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	13.00	-2.63

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGC	13.0	17.0	50	35
TGNs	8.0	17.0	0	35
Pr	9.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
Pb	9.6	17.0	5	37
TGC	1.0	17.0	50	35

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	31.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.0
Average cohesion	c [kPa]	18.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	35.1
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.71

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	-4.24	-20.63

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
Pr	19.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm ⁻³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGNs	8.6	17.0	0	35
Pr	2.0	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_r [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	20.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm ⁻³]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm ⁻³]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	0.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.2
Coefficient of passive earth pressure	$N[-]$	3.56

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	29.86	12.36

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGNs	2.5	17.0	0	35
Pr	22.5	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGC	5.1	17.0	50	35
TGNs	5.5	17.0	0	35

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	26.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	7.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.2
Coefficient of passive earth pressure	N [-]	3.57

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	16.64	-0.75

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGNs	2.5	17.0	0	35
Pr	22.5	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGC	5.1	17.0	20	37
TGNs	5.5	17.0	0	35

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	0.00
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	26.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	2.8
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.5
Coefficient of passive earth pressure	$N[-]$	3.62

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	23.97	6.90

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGC	4.0	17.0	50	35
Pr	26.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGC	10.6	17.0	50	35

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	31.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.0
Average cohesion	c [kPa]	17.5
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.3
Coefficient of passive earth pressure	N [-]	3.58

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	79.92	22.89

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
TGC	4.0	17.0	20	37
Pr	26.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGC	10.6	17.0	20	37

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	12.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	31.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.0
Average cohesion	c [kPa]	7.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	35.0
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.68

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	98.81	42.97

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
Pr	19.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGC	4.6	17.0	20	37
Pr	6.0	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	17.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	20.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	3.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.3
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.59

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	112.43	67.92

1

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
Pr	19.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
TGC	4.6	17.0	50	35
Pr	6.0	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	17.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	20.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	7.5
Average friction angle	ϕ'_E [°]	34.0
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.54

Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	104.07	59.18

Enrique Tamez Gonzales - Diseño Geotécnico de Túneles (1997)

Stratigraphy and geotechnical properties

Overburden layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: from tunnel crown to ground surface</i>				
Pr	6.0	17.0	0	34
R	1.0	19.0	0	30

Tunnel Face layers	ΔH [m]	γ_n [kNm^{-3}]	c' [kPa]	ϕ' [°]
<i>layers ordering: invert-crown</i>				
Pr	10.6	17.0	0	34

Excavation cross section and Failure Mechanism geometry

Tunnel full face area	A_{EXCAV} [m ²]	88.2
Tunnel face width	D [m]	10.60
water table level above tunnel invert	H_w [m]	8.60
Surface load	q_s [kPa]	0.0
Pressure in EPB	H_f [m]	0.00

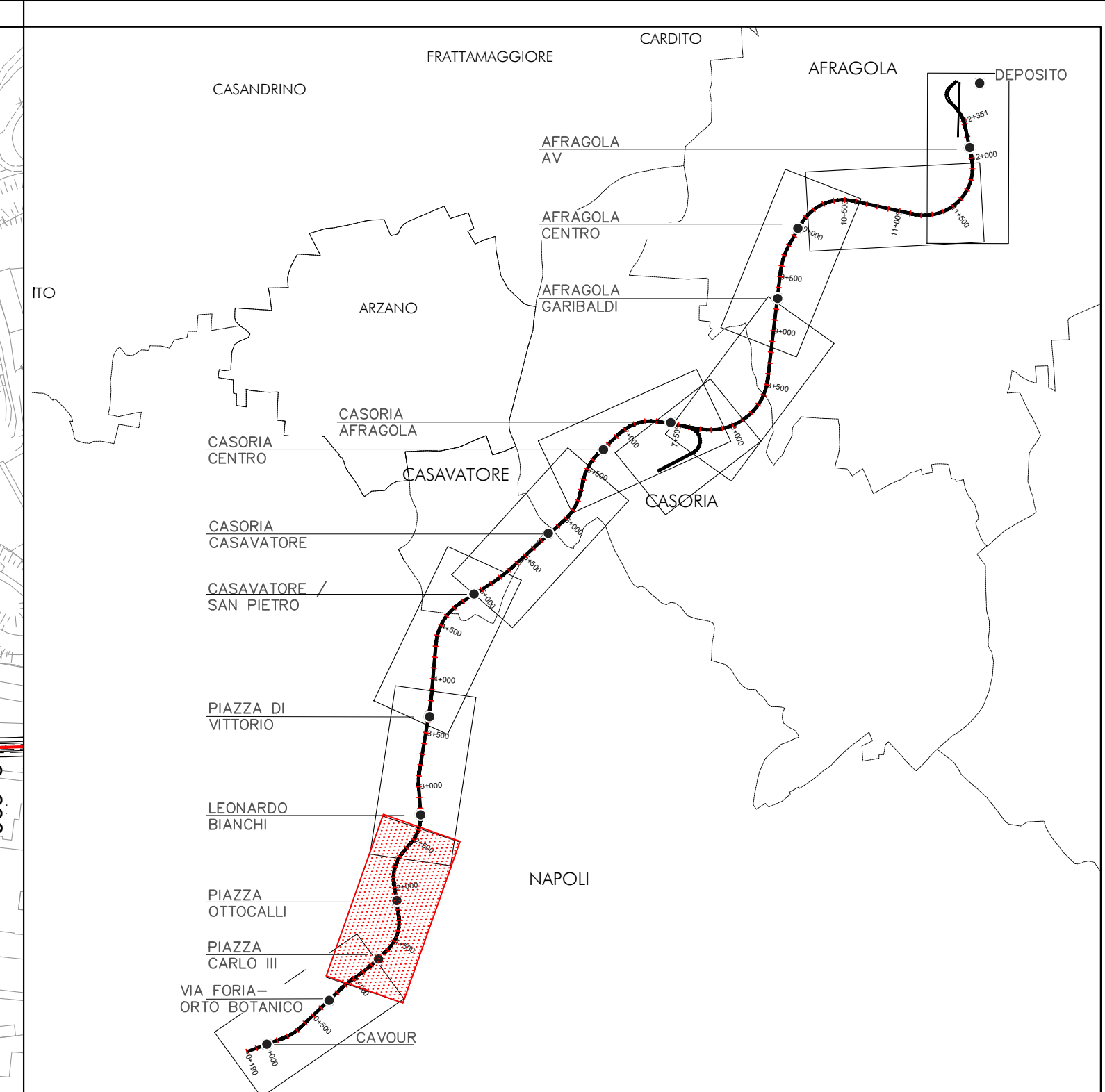
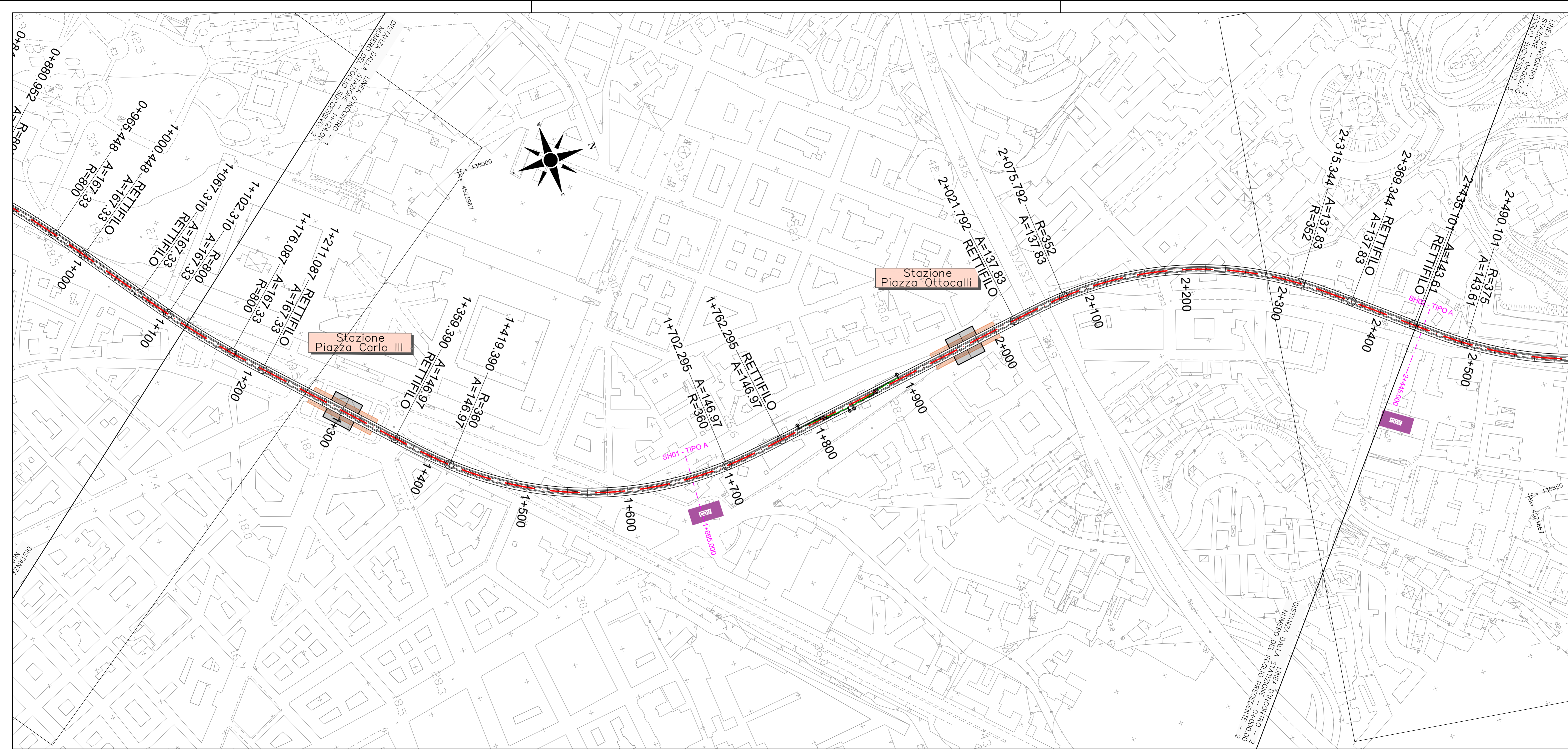
Equivalent tunnel diameter	D_{eq} [m]	10.60
Total Overburden	H [m]	7.0
Tunnel face height	A [m]	10.60

Geotechnical parameters (average values)

Average buoyant unit weight	γ_b [kNm^{-3}]	
Average saturated unit weight	γ_n [kNm^{-3}]	17.1
Average cohesion	c [kPa]	0.0
Average friction angle	ϕ'_E [°]	33.8
Coefficient of passive earth pressure	N[-]	3.50

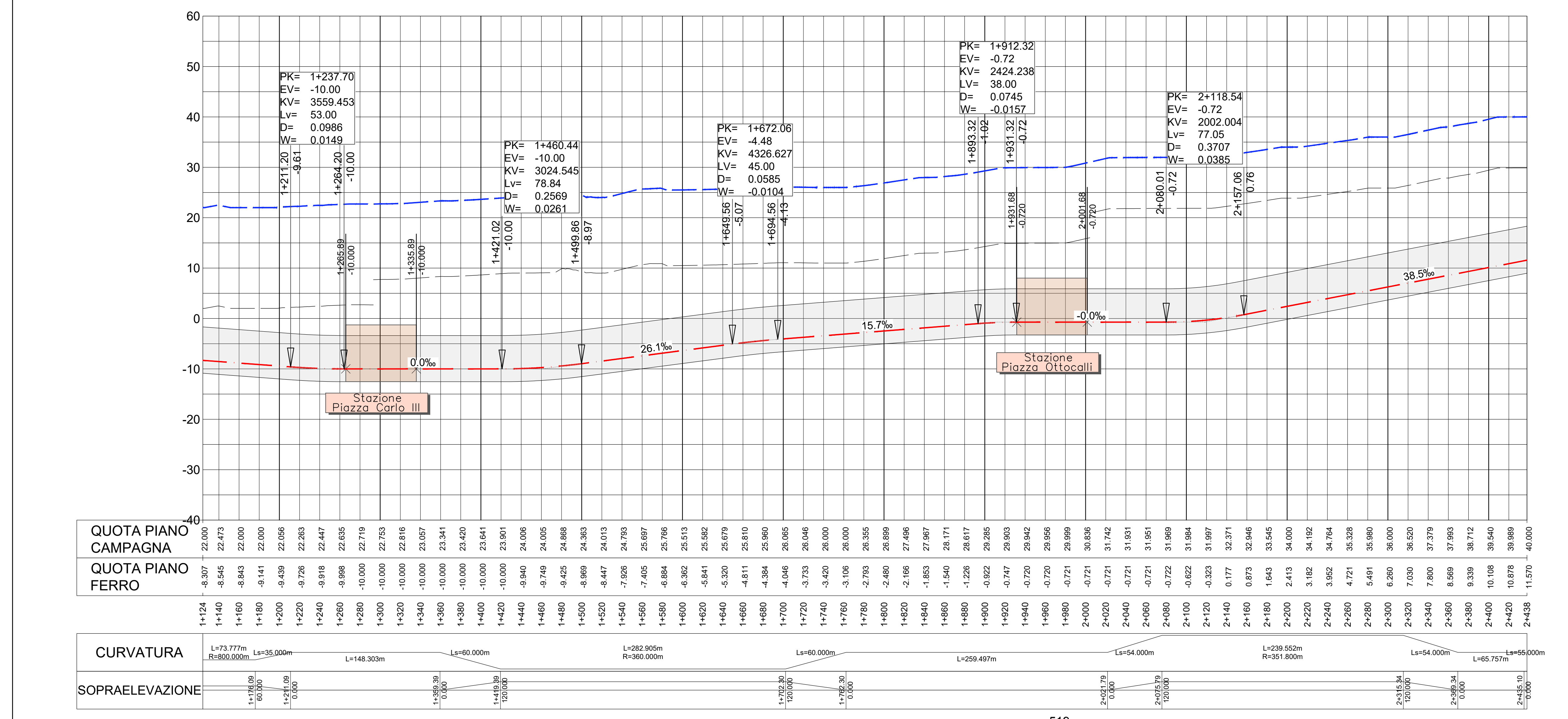
Results

	max	min
ANAGNOSTOU & KOVARI	76.37	44.44



LEGENDA

- Tracciato LAN
- Profilo Piano Campagna
- Fascia rispetto Archeologia
- Galleria Stazioni LAN - Planimetria
- Galleria Stazioni LAN - Profilo
- Tipologia di Pozzo
- Interferenze



FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione
PROGRAMMAZIONE FSC 2014-2020
PATTO PER LO SVILUPPO DELLA REGIONE CAMPANIA
PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N. 26/2016

ACaMIR Agenzia Campana Mobilità Infrastrutture e Reti

NUOVO COLLEGAMENTO IN SEDE PROPRIA TRA LA STAZIONE AV DI AFRAGOLA E LA RETE METROPOLITANA DI NAPOLI

LINEA AFRAGOLA - NAPOLI
COLLEGAMENTO C.AMINEI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
FASE 2

RAGGRUPPAMENTO:
Mandatario: **IDOM**
Mandanti: **TECNOSISTEM**, **ROCKWELL**, **ECOPLAME**, **arch. pasquale MIANO**, **ing. onorario masturzo**

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:
Ing. Frances Selles
ACCOLUNT MANAGER
Ing. Armando Allagrande

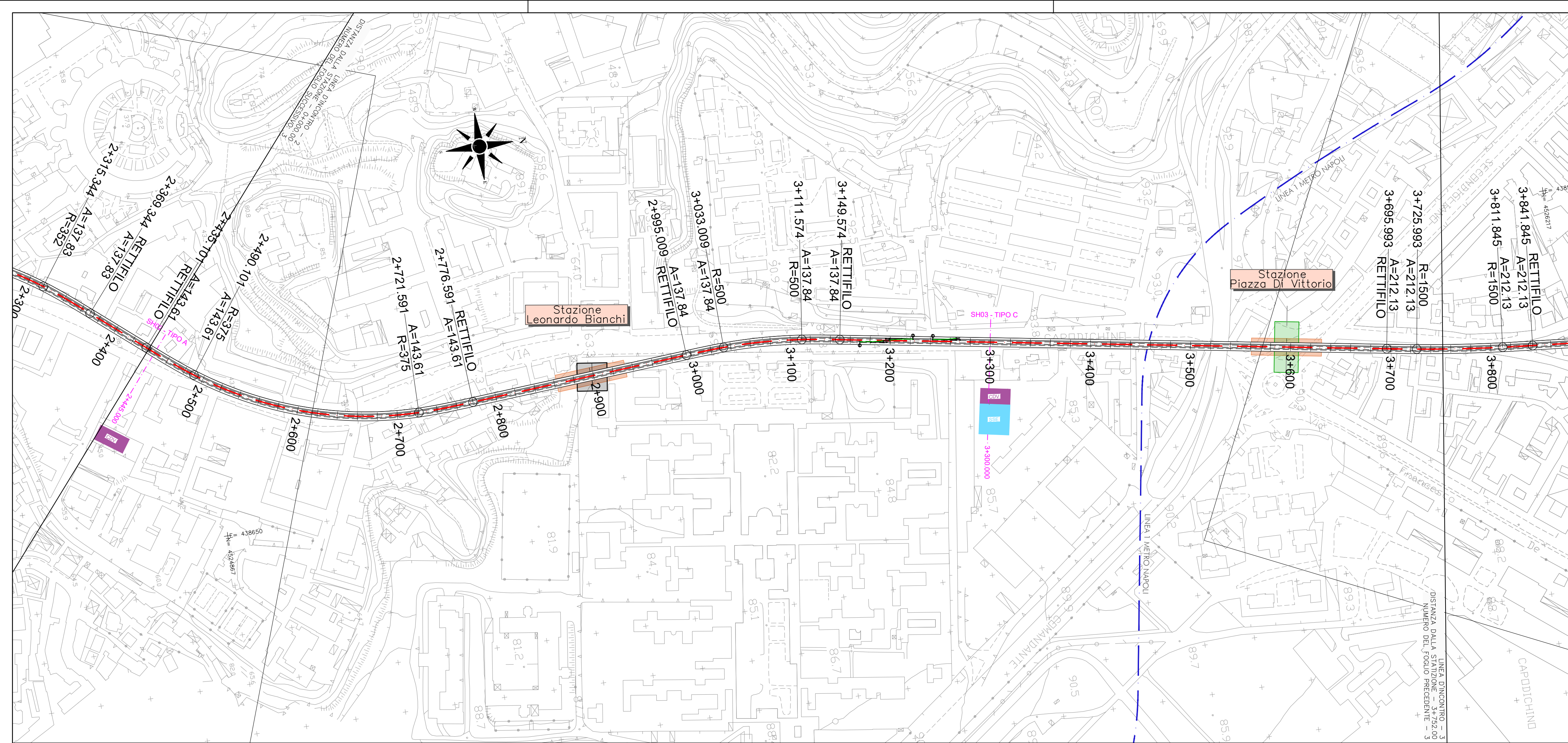
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Giovanni Argento

APPROVAZIONE:

LINEA AFRAGOLA-NAPOLI GENERALI
INQUADRAMENTO DELL'OPERA
PLANIMETRIE E PROFILO LONGITUDINALE GENERALE

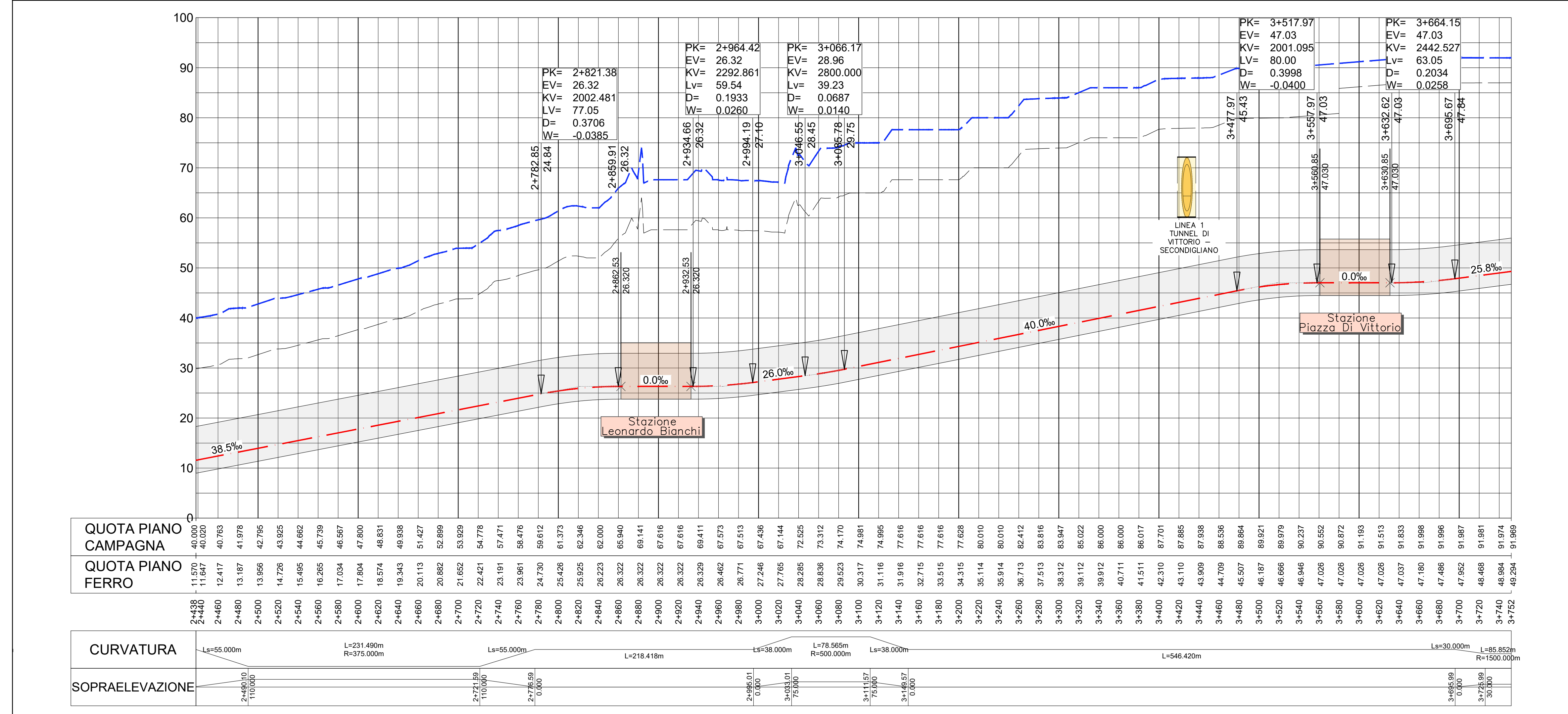
P101009-LAN-IDM-GEN-OTHE-DR-Y-0002

PO1	Nov 21	M.CARRERA	F. SELLES	F. SELLES	F. SELLES	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
SCALA	H 1:2500	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	



LEGENDA

- Tracciato LAN
- Profilo Piano Campagna
- Fascia rispetto Archeologia
- Galleria Stazioni LAN - Planimetria
- Galleria Stazioni LAN - Profilo
- Tipologia di Pozzo
- Interferenze



FSC Fondo per lo Sviluppo e la Coesione
 PROGRAMMAZIONE FSC 2014-2020
 PATTO PER LO SVILUPPO DELLA REGIONE CAMPANIA
 PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N. 26/2016

ACaMIR Agenzia Campana Mobilità Infrastrutture e Reti

REGIONE CAMPANIA

LINEA AFRAGOLA - NAPOLI
COLLEGAMENTO C.AMINEI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
FASE 2

RAGGRUPPAMENTO:
 Mandatario: **IDOM**
 Mandanti: **TECNOSISTEM**, **ROCKWELL**, **ECOPLAME**, **arch. parquale MIANO**, **ing. orsini masturzo**

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI:
 Ing. Frances Selles

SPECIALISTICHE:
 casavatore, afrago, casoria, capodichino, cavour, di vittorio, collamini, viadardi

ACCOUNT MANAGER:
 Ing. Armando Allagrande

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:
 Ing. Giovanni Argento

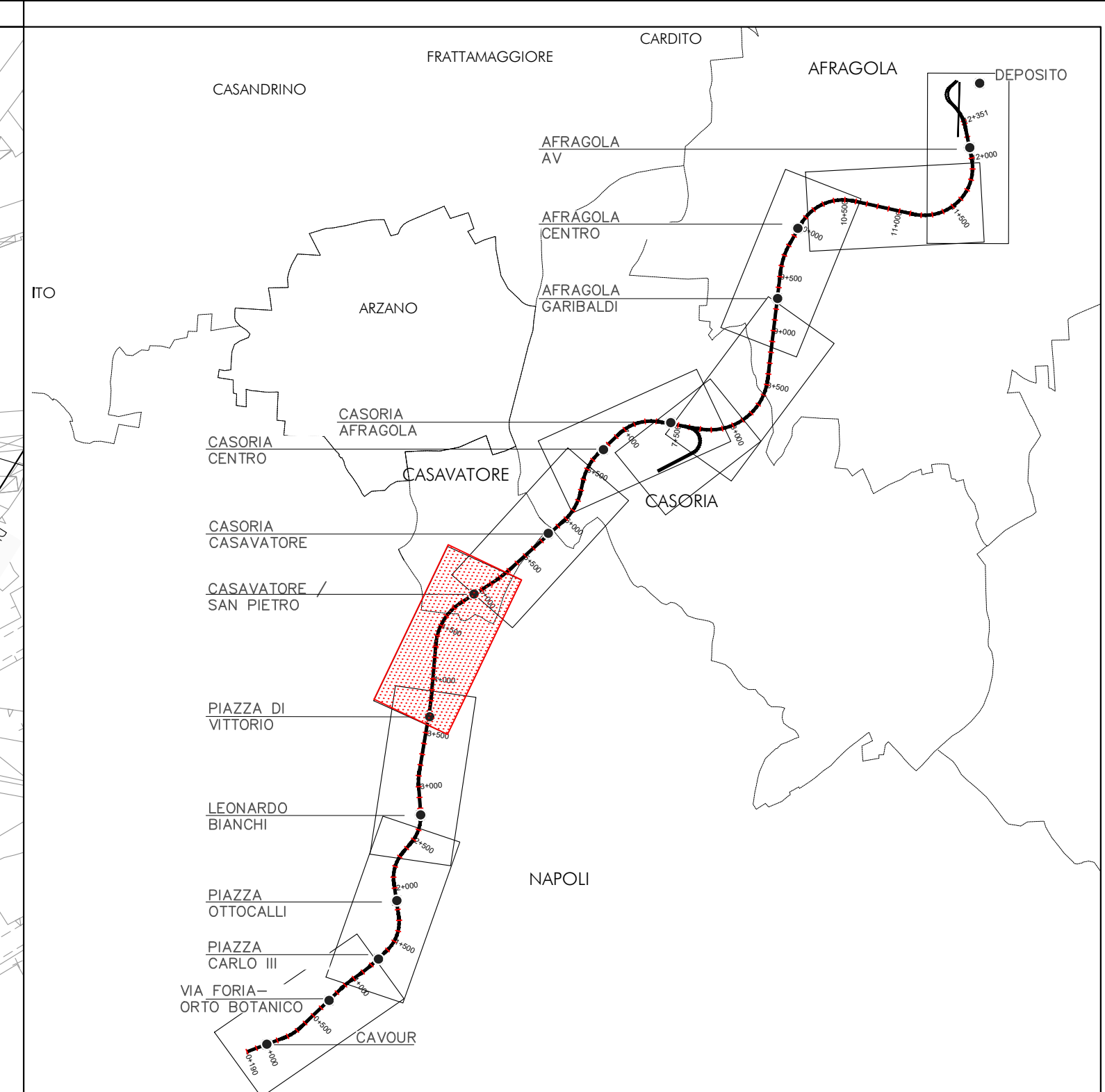
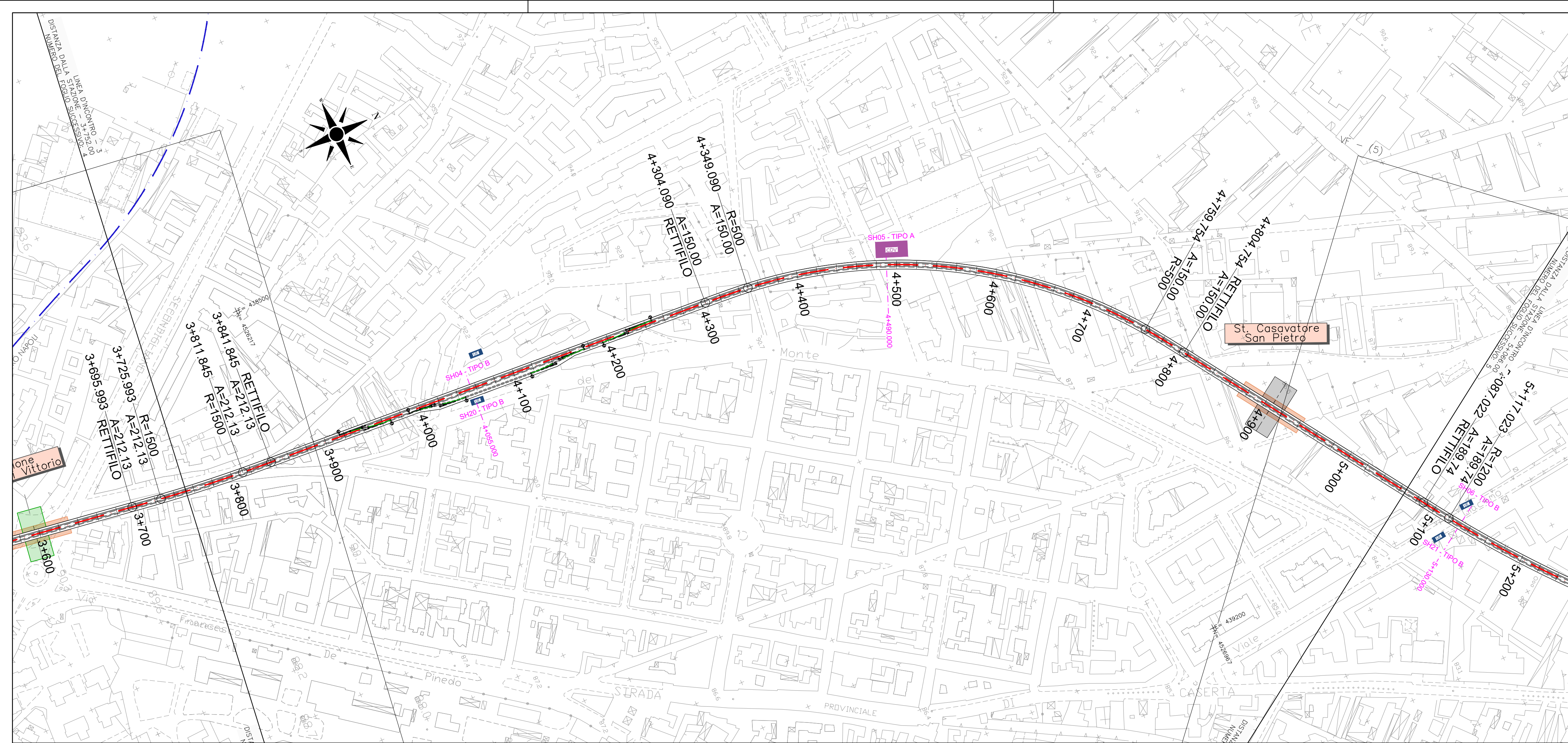
APPROVAZIONE:

LINEA AFRAGOLA-NAPOLI GENERALI
INQUADRAMENTO DELL'OPERA
PLANIMETRIE E PROFILO LONGITUDINALE GENERALE

P101009-LAN-IDM-GEN-OTHE-DR-Y-0002

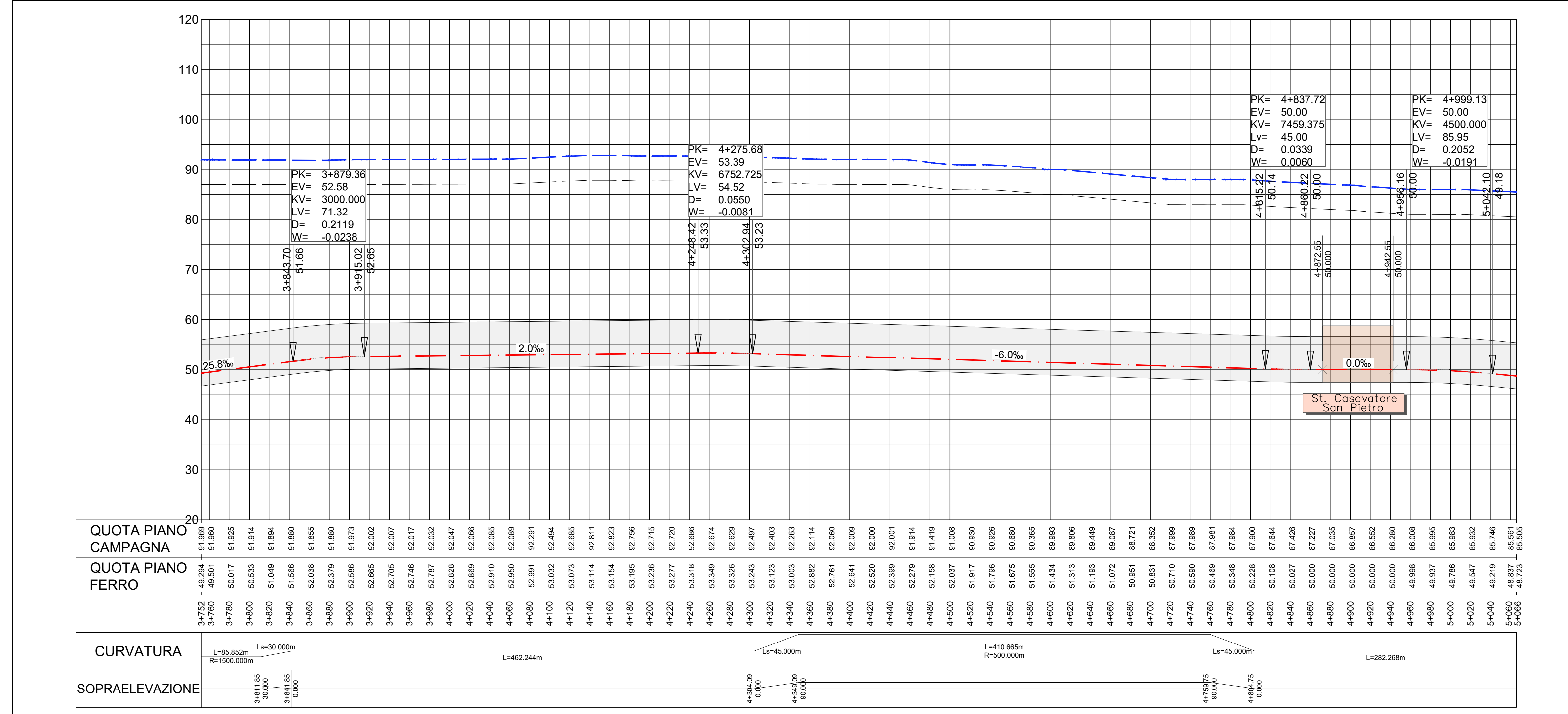
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
PO1	Nov 21	M.CARRERA	F. SELLES	F. SELLES	F. SELLES	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
		REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	

SCALA H 1:2500



LEGENDA

- Tracciato LAN
- Profilo Piano Campagna
- Fascia rispetto Archeologia
- Galleria Stazioni LAN - Planimetria
- Galleria Stazioni LAN - Profilo
- Tipologia di Pozzo
- Interferenze



NUOVO COLLEGAMENTO IN SEDE PROPRIA TRA LA STAZIONE AV DI AFRAGOLA E LA RETE METROPOLITANA DI NAPOLI

LINEA AFRAGOLA - NAPOLI
COLLEGAMENTO C.AMINEI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
FASE 2

RAGGRUPPAMENTO:

Mandatario: **IDOM**

Mandanti: **TECNOSISTEM**, **ROCKWELL**, **ECOPLAME**, **arch. pasquale MIANO**, **ing. orlando masturzo**

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI
Ing. Frances Selles

ACCOUNT MANAGER
Ing. Armando Allagrande

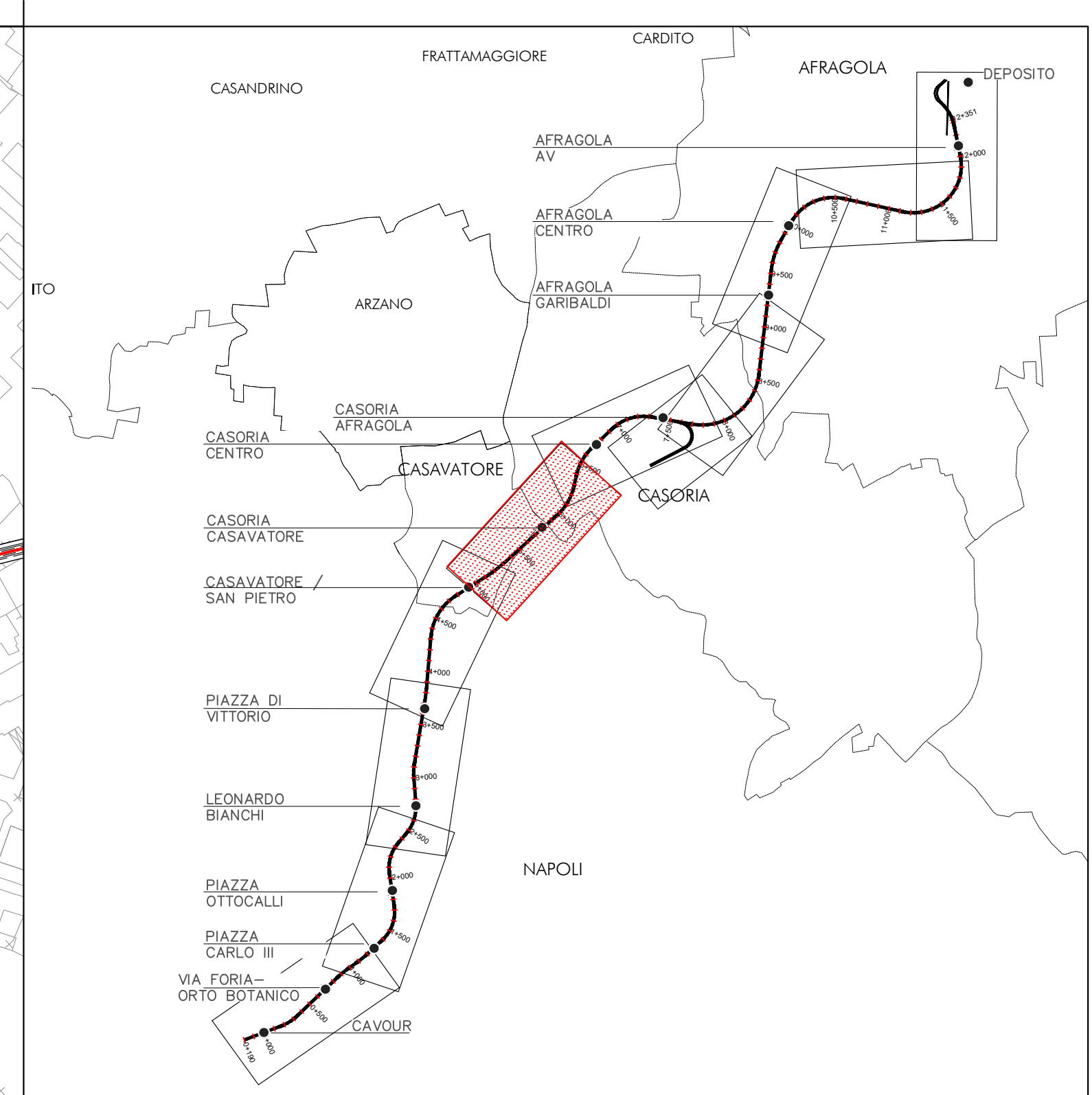
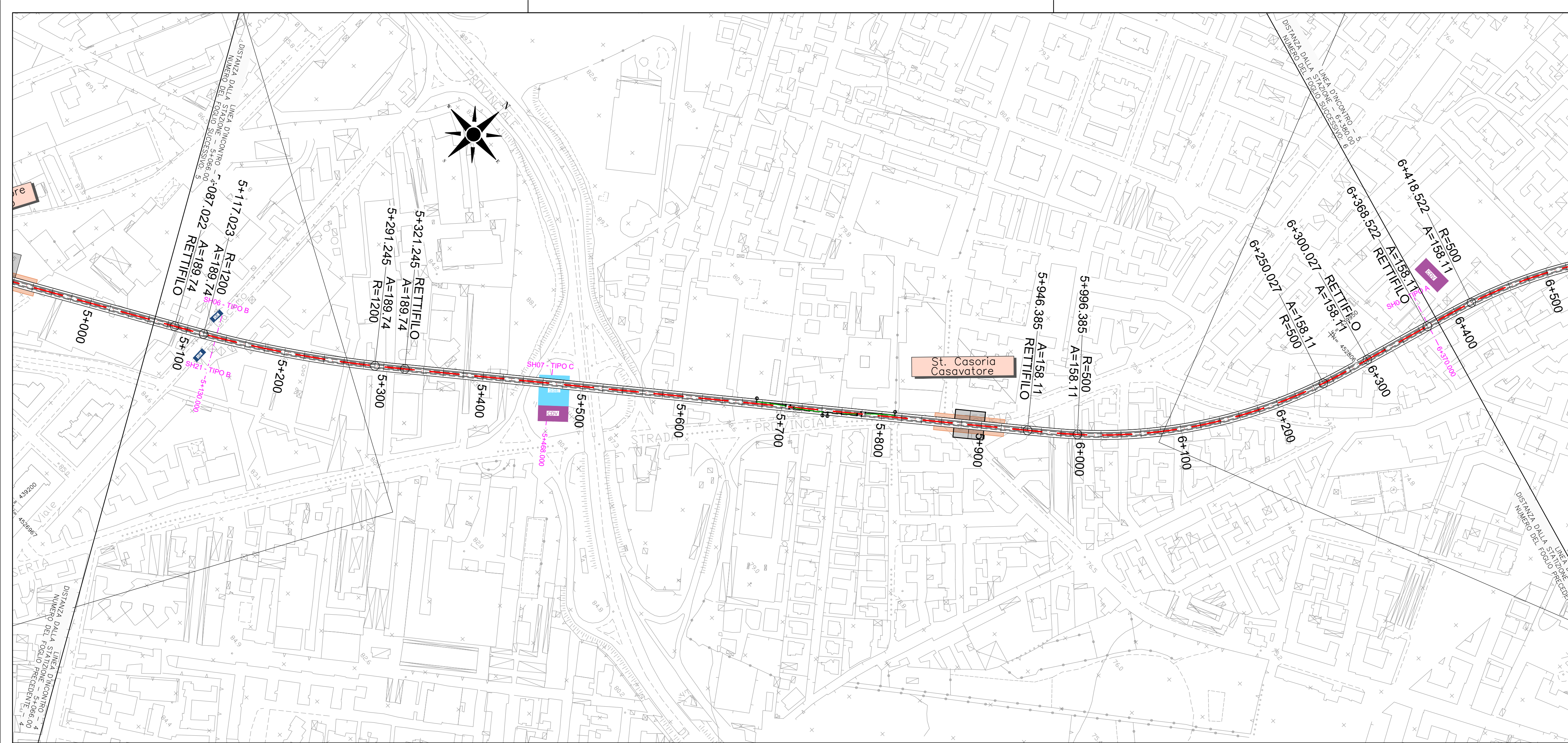
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Giovanni Argento

APPROVAZIONE:

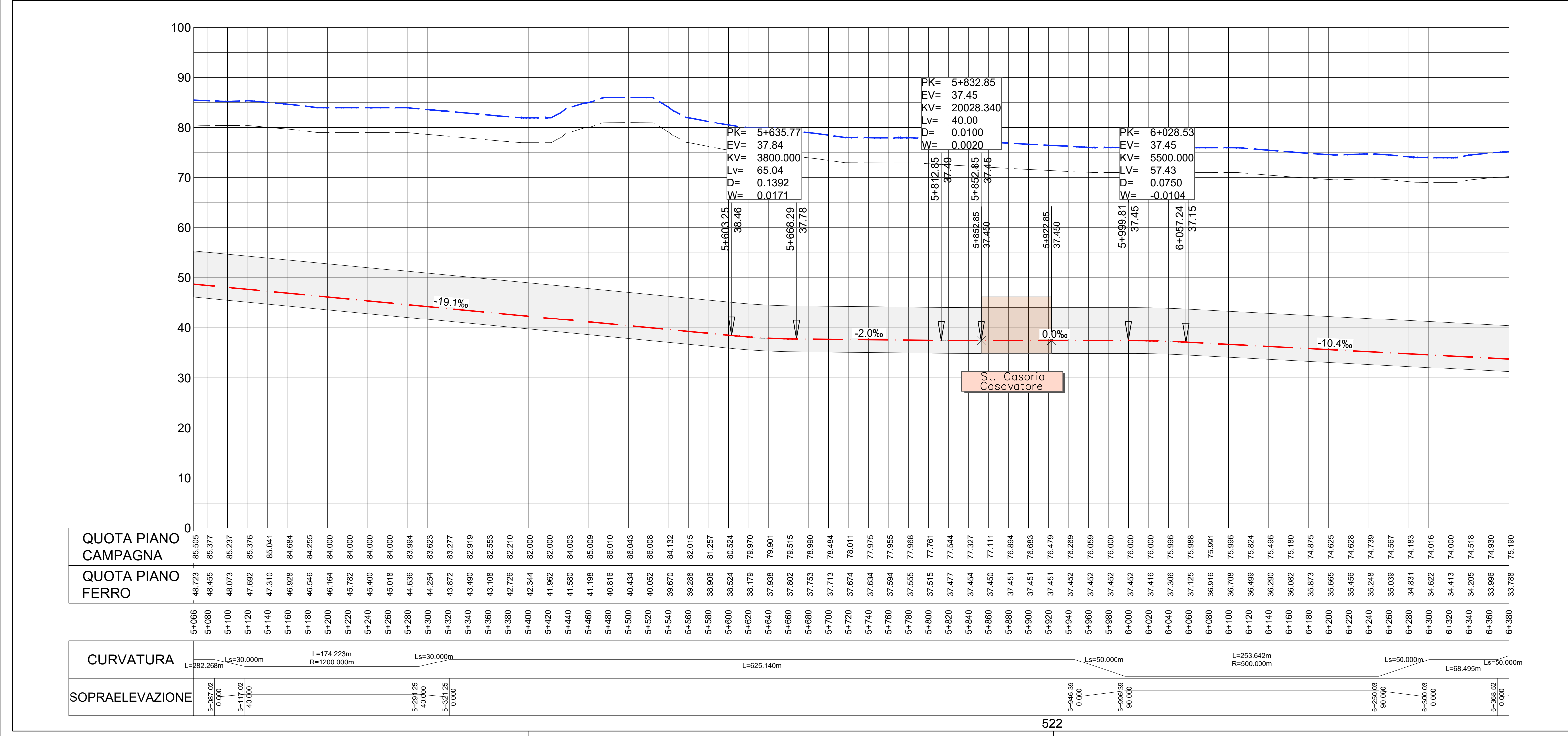
LINEA AFRAGOLA-NAPOLI GENERALI
INQUADRAMENTO DELL'OPERA
PLANIMETRIE E PROFILO LONGITUDINALE GENERALE

P101009-LAN-IDM-GEN-OTHE-DR-Y-0002

PO1	Nov 21	M.CARRERA	F. SELLES	F. SELLES	F. SELLES	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
		REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	



LEGENDA	
	Tracciato LAN
	Profilo Piano Campagna
	Fascia rispetto Archeologia
	Galleria Stazioni LAN - Planimetria
	Galleria Stazioni LAN - Profilo
	Tipologia di Pozzo
	Interferenze



Fondo per lo Sviluppo e la Coesione
PROGRAMMAZIONE FSC 2014-2020
PATTO PER LO SVILUPPO DELLA REGIONE CAMPANIA
PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N. 26/2016

Agencia Campana Mobilità Infrastrutture e Reti

NUOVO COLLEGAMENTO IN SEDE PROPRIA TRA LA STAZIONE AV DI AFRAGOLA E LA RETE METROPOLITANA DI NAPOLI

LINEA AFRAGOLA - NAPOLI

COLLEGAMENTO C.AMINEI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
FASE 2

RAGGRUPPAMENTO:
Mandatario:
IDOM

Mandanti:
TECNOSISTEM **ROCKWELL**

ECOPLAME arch. pasquale **MIANO** ing. orlando **magurzo**

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:
Ing. Frances Selles

ACCOUNT MANAGER
Ing. Armando Allagrande

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Giovanni Argento

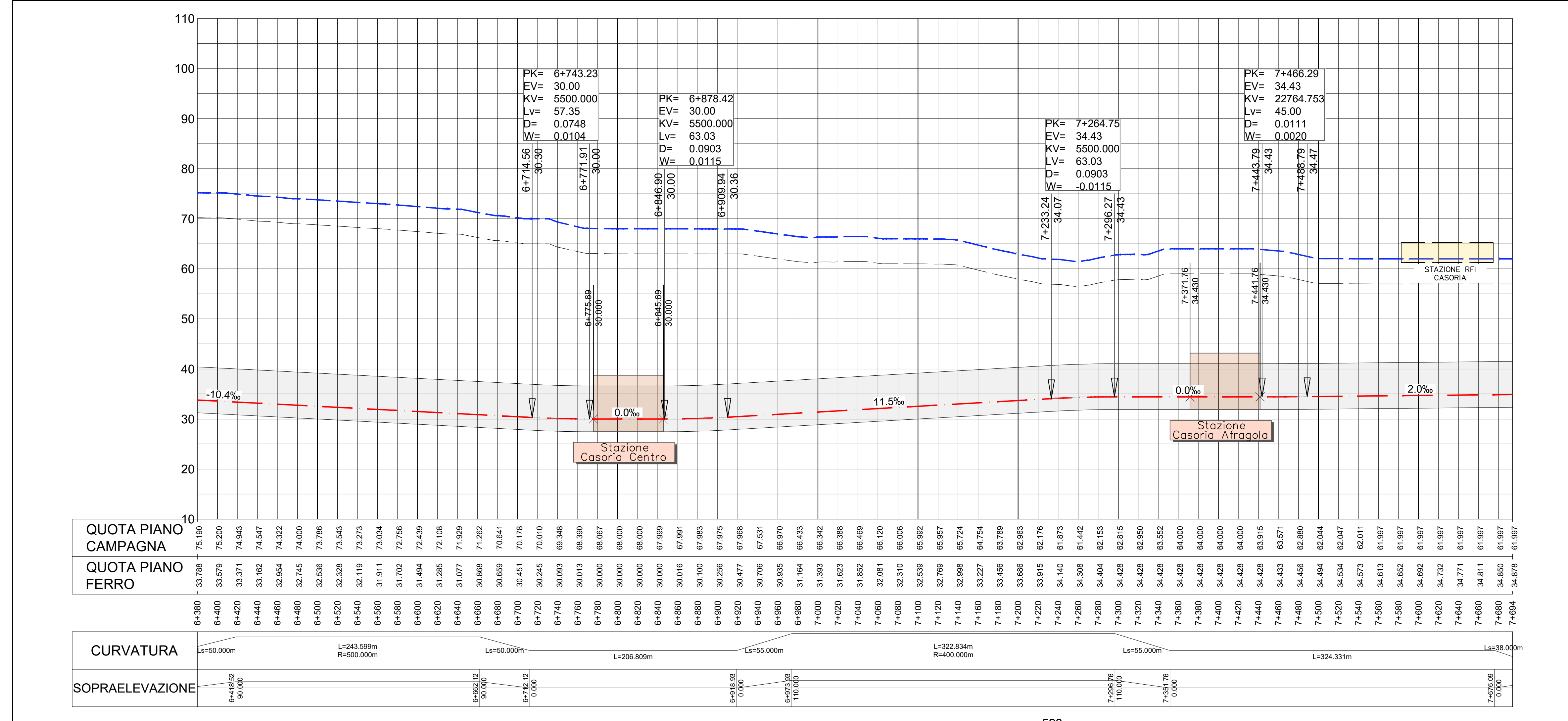
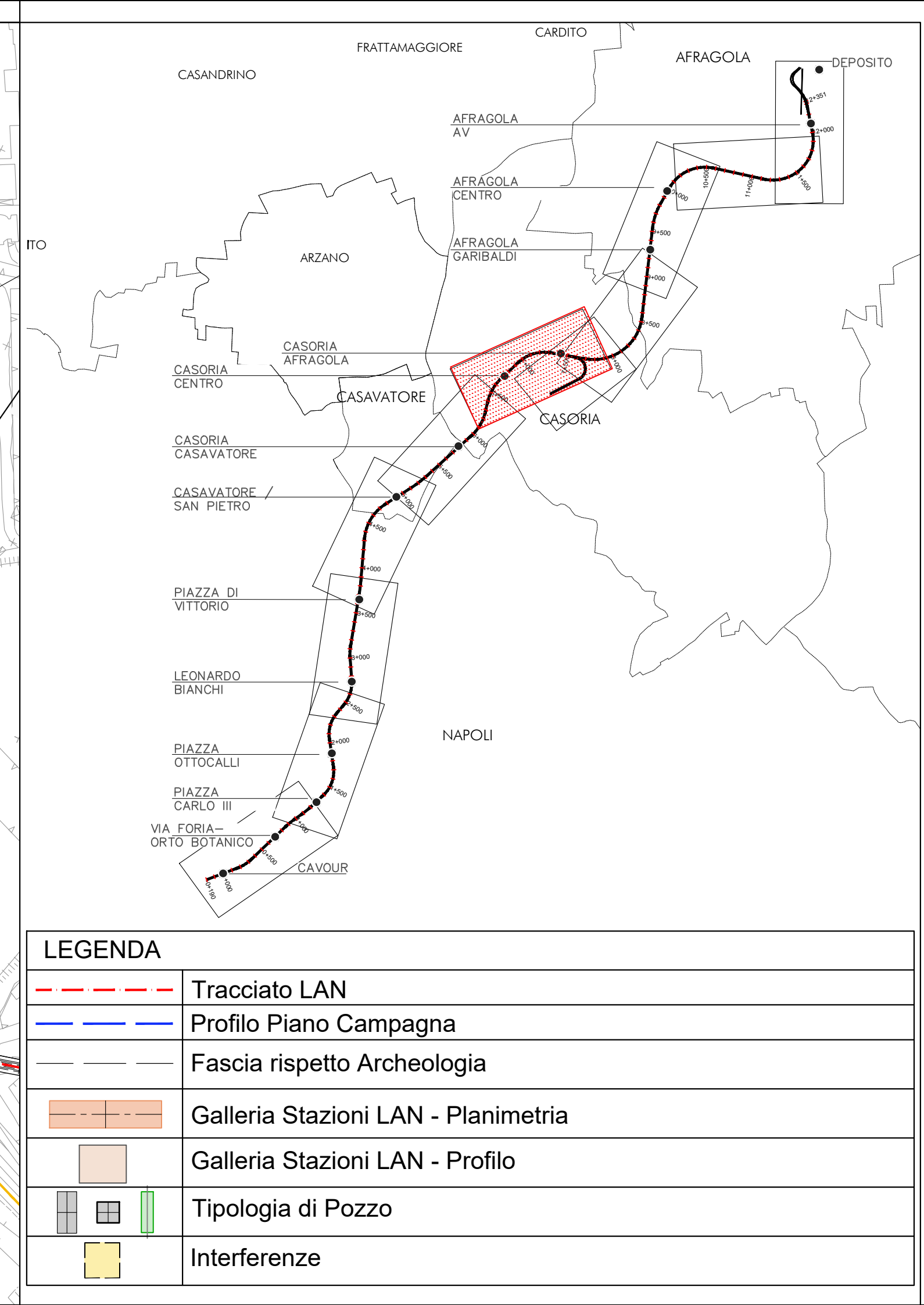
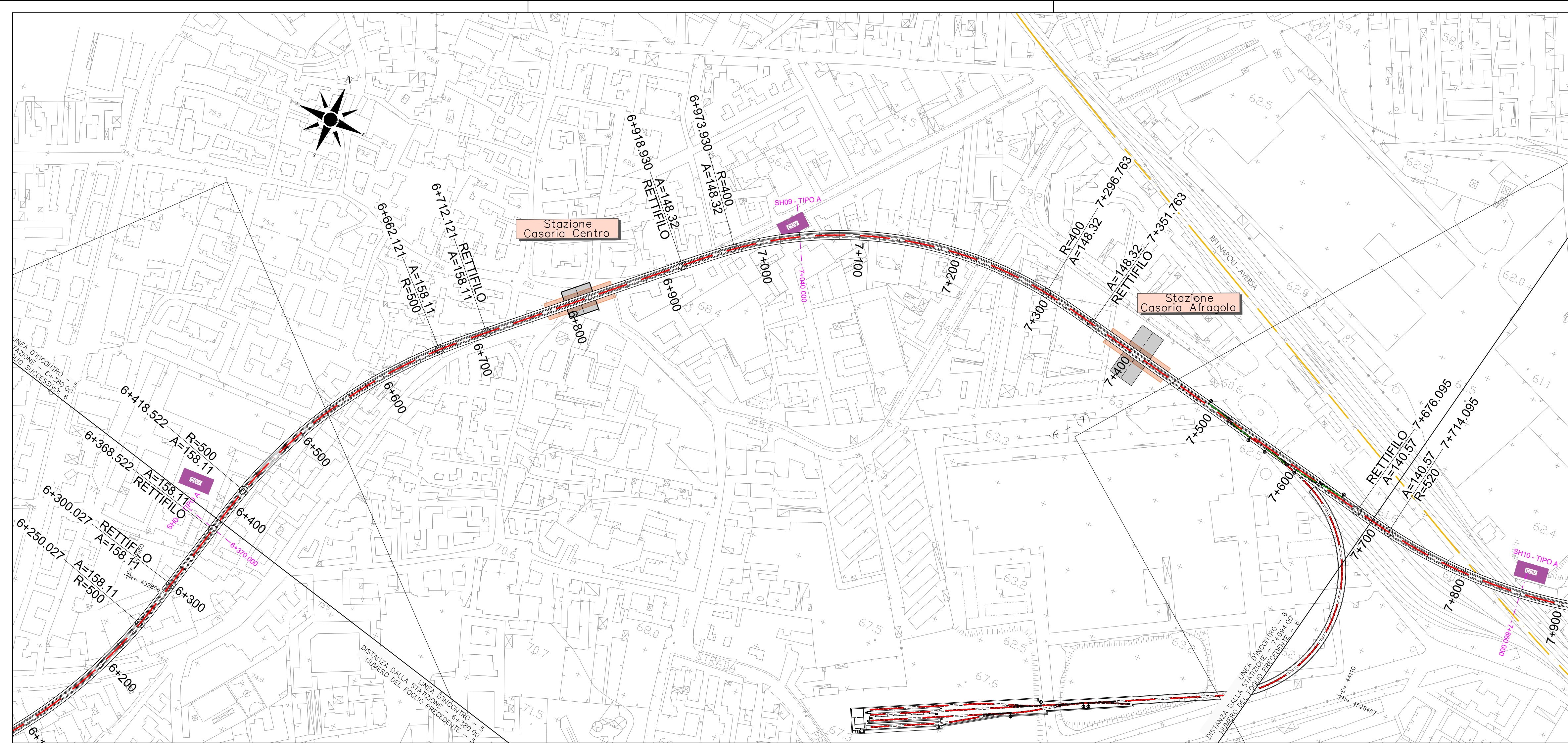
APPROVAZIONE:

LINEA AFRAGOLA-NAPOLI GENERALI
INQUADRAMENTO DELL'OPERA
PLANIMETRIE E PROFILO LONGITUDINALE GENERALE

P101009-LAN-IDM-GEN-OTHE-DR-Y-0002

PO1	Nov 21	M.CARRERA	F. SELLES	F. SELLES	F. SELLES	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
		REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	

SCALA H 1:2500



LINEA AFRAGOLA - NAPOLI
COLLEGAMENTO C.AMINEI

PROGRAMMAZIONE FSC 2014-2020
PATTO PER LO SVILUPPO DELLA REGIONE CAMPANIA
PROGETTO FINANZIATO CON LA DELIBERAZIONE CIPE N. 26/2016

NUOVO COLLEGAMENTO IN SEDE PROPRIA TRA LA STAZIONE AV DI AFRAGOLA E LA RETE METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA FASE 2

RAGGRUPPAMENTO:
Mandatario:
IDOM

Mandanti:
TECNOSISTEM **ROCK**

ECOLAME **arch. pasquale MIANO** **ing. orlando masturzo**

RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI
SPECIALISTICHE:
Ing. Frances Selles

ACCOUNT MANAGER
Ing. Armando Allagrande

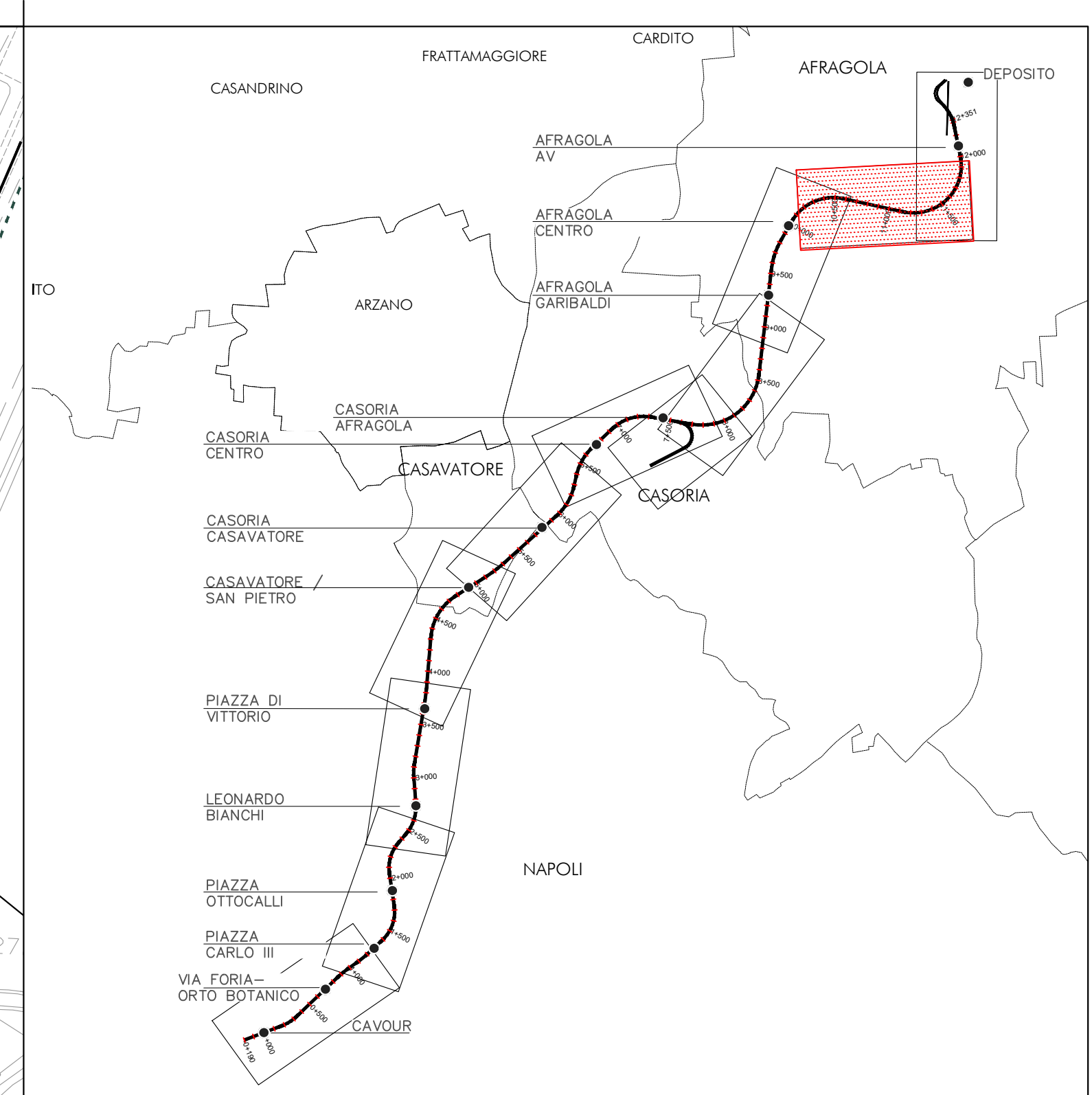
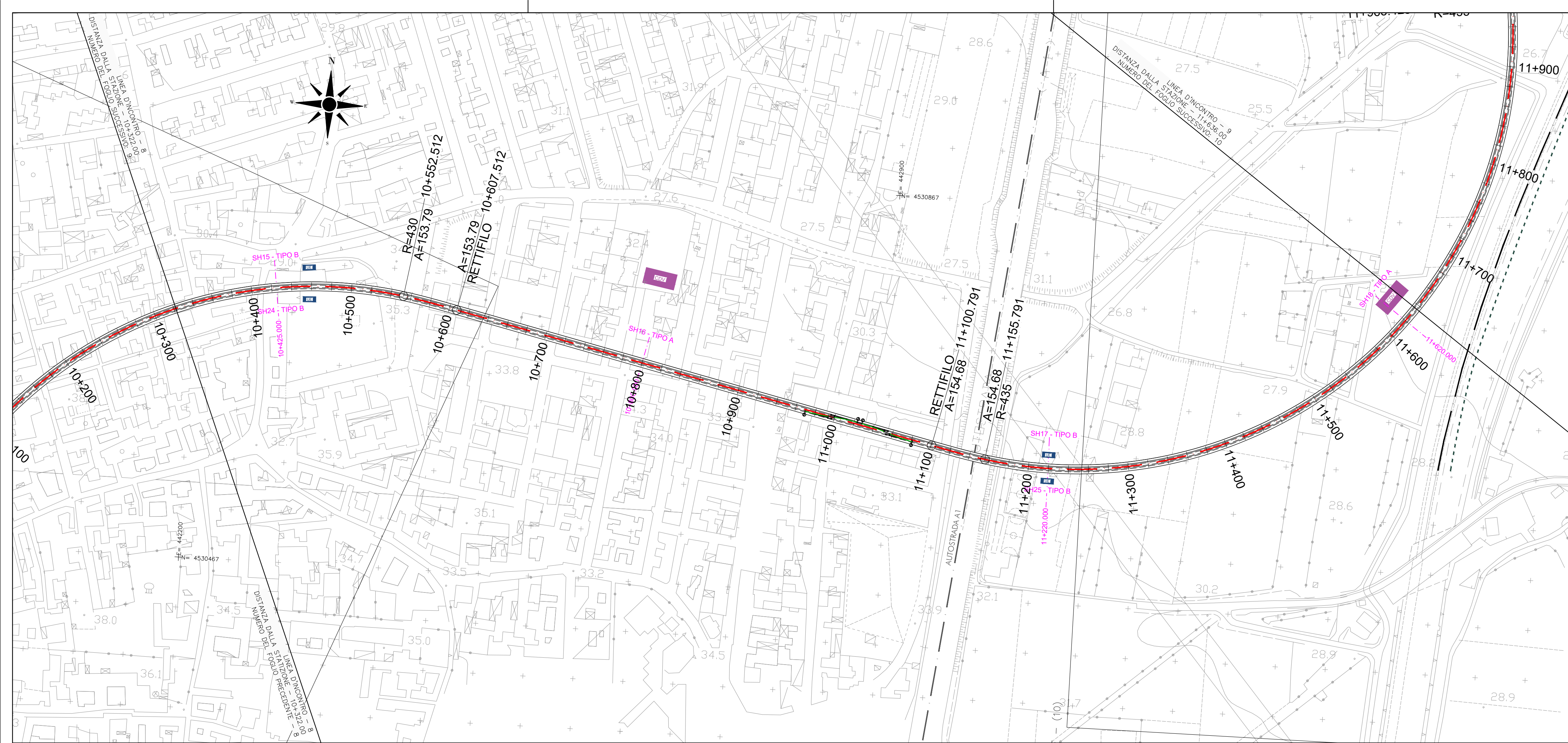
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Giovanni Argento

APPROVAZIONE:

LINEA AFRAGOLA-NAPOLI
GENERALI
INQUADRAMENTO DELL'OPERA
PLANIMETRIE E PROFILO LONGITUDINALE GENERALE

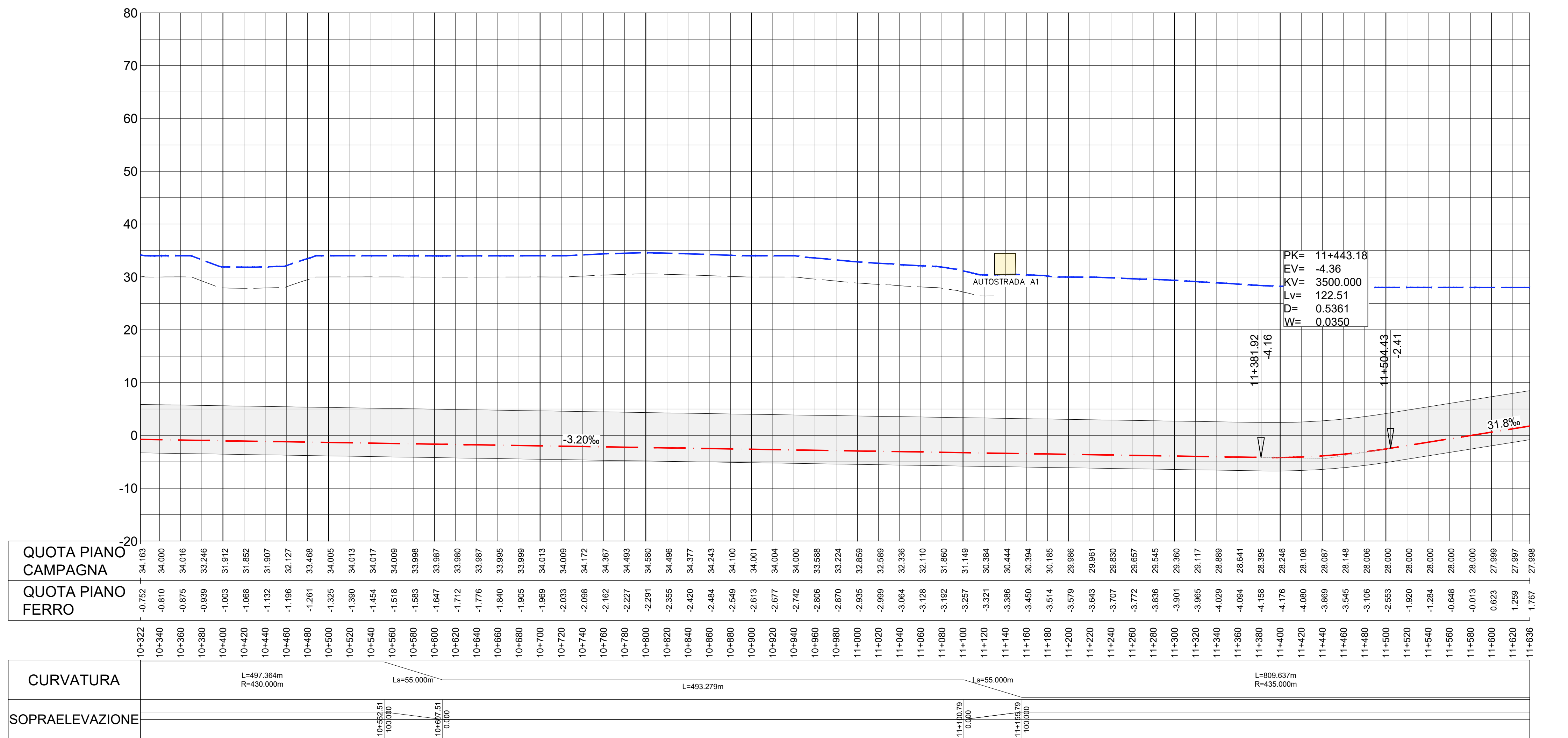
P101009-LAN-IDM-GEN-OTHE-DR-Y-0002

REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
P01	Nov 21	M.CARRERA	F. SELLES	F. SELLES	F. SELLES	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
SCALA	H 1:2500	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	



LEGENDA

- Tracciato LAN
- Profilo Piano Campagna
- Fascia rispetto Archeologia
- Galleria Stazioni LAN - Planimetria
- Galleria Stazioni LAN - Profilo
- Tipologia di Pozzo
- Interferenze





NUOVO COLLEGAMENTO IN SEDE PROPRIA TRA LA STAZIONE AV DI AFRAGOLA E LA RETE METROPOLITANA DI NAPOLI

LINEA AFRAGOLA - NAPOLI

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA

(ai sensi art. 48, comma 7, del decreto-legge 31 maggio 2021, n. 77, convertito nella legge 29 luglio 2021, n.108)

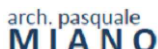
TRACCIATO FONDAMENTALE - AFRAGOLA CENTRO - CARLO III

RAGGRUPPAMENTO:

Mandataria:



Mandanti:



RESPONSABILE DEL COORDINAMENTO DELLE PRESTAZIONI

SPECIALISTICHE:

Ing. Iban Mirones Truan

ACCOUNT MANAGER

Ing. Armando Allagrande

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Ing. Giovanni Argento

APPROVAZIONE :



LINEA AFRAGOLA - NAPOLI STAZIONI

SISTEMAZIONE ESTERNA

Relazione tecnica e descrittiva. Il progetto delle architetture e degli spazi aperti delle stazioni

P101009-LTF-MIA-LAN-MS00-RP-Y-0001

				PASQUALE		
P02	Giugno 23	V.VALENTINO	P.MIANO	P.MIANO	P.MIANO	RICHIESTA INTEGRAZIONI PG/2023/0129422 DEL 09/03/2023
P01	Agosto 22	V.VALENTINO	P.MIANO	P.MIANO	P.MIANO	PRIMA EMISSIONE
REV.	DATA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	INIZ./FIRMA	DESCRIZIONE REVISIONE DOCUMENTO
SCALA		REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	AUTORIZZATO	

ELENCO DELLE REVISIONI

Rev.	Data	Approvato da	Note/Natura delle modifiche
P01	Agosto 22	P. Miano	Prima Emissione
P02	Giugno 22	P. Miano	RICHIESTA INTEGRAZIONI PG/2023/0129422 DEL 09/03/2023

INDICE

PREMESSA	4
1. IL PROGETTO DELLA LINEA LAN NEL SISTEMA URBANO E PAESAGGISTICO	5
1.1 I NODI-STAZIONE: LA RIGENERAZIONE DELLO SPAZIO PUBBLICO E LA COSTRUZIONE DI UNA RETE A SCALA TERRITORIALE	5
1.2 COMPATIBILITÀ URBANISTICA: I NODI IN RELAZIONE AI PRINCIPALI STRUMENTI URBANISTICI	7
1.2.1 <i>Rischio da frana (Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico ex AdB Campania Centrale, 2017)</i>	7
1.2.2 <i>Rischio idraulico (Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico ex AdB Campania Centrale, 2017)</i>	7
1.2.3 <i>Proposta di Piano Metropolitan delle Colline di Napoli 2004 (Articolazione Zonale)</i>	7
1.2.4 <i>Proposta di Piano Territoriale di Coordinamento della Città Metropolitana di Napoli 2016 (Disciplina del Territorio)</i>	8
1.2.5 <i>Piano di Rischio Aeroportuale</i>	9
1.2.6 <i>Strumenti urbanistici comunali vigenti</i>	9
1.2.7 <i>Sito UNESCO del Centro Storico di Napoli</i>	25
1.2.8 <i>Piano Urbano della Mobilità Sostenibile PUMS (2016)</i>	25
2. L PROGETTO DELLE ARCHITETTURE, DEGLI SPAZI APERTI E L'INSERIMENTO PAESAGGISTICO DELLE STAZIONI	26
2.1 APPROCCIO METODOLOGICO	26
2.2 STAZIONE AFRAGOLA CENTRO.....	29
2.3 STAZIONE AFRAGOLA GARIBALDI	34
2.4 STAZIONE CASORIA-AFRAGOLA.....	39
2.5 STAZIONE CASORIA CENTRO	44
2.6 STAZIONE CASORIA-CASAVATORE.....	49
2.7 STAZIONE CASAVATORE SAN PIETRO.....	54
2.8 STAZIONE DI VITTORIO.....	59
2.8.1 <i>Piazza Giuseppe Di Vittorio. Analisi diacronica delle diverse fasi di formazione e stratificazione</i>	59
2.8.2 <i>Piazza Giuseppe Di Vittorio. Rilievo dello stato attuale dei luoghi</i>	67
2.8.3 <i>Il progetto della Stazione LAN Di Vittorio</i>	71
2.9 STAZIONE LEONARDO BIANCHI	75

2.9.1 Ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi. Analisi diacronica delle diverse fasi di formazione e stratificazione.....	75
2.9.2 Ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi. Rilievo dello stato attuale dei luoghi.....	82
2.9.3 Il progetto della Stazione LAN Leonardo Bianchi	86
2.10 STAZIONE OTTOCALLI	91
2.10.1 Piazza Ottocalli. Analisi diacronica delle diverse fasi di formazione e stratificazione	91
2.10.2 Piazza Ottocalli. Rilievo dello stato attuale dei luoghi.....	98
2.10.3 Il progetto della Stazione LAN Ottocalli	102
2.11 STAZIONE CARLO III	107
2.11.1 Piazza Carlo III. Analisi diacronica delle diverse fasi di formazione e stratificazione	107
2.11.2 Piazza Carlo III. Rilievo dello stato attuale dei luoghi	114
2.11.3 Il progetto della Stazione LAN Carlo III.....	117
3. ASPETTI AGRONOMICI	122
3.1 SCELTE VARIETALI.....	122
4. SCELTE PROGETTUALI RELATIVE AL CARATTERE ARCHITETTONICO DELLE PENSILINEE E AI MATERIALI UTILIZZATI	130
4.1 L'ARCHITETTURA DELLE PENSILINE	130
4.2 LE SOLUZIONI MATERICHE PER GLI SPAZI APERTI	132

PREMESSA

La linea in progetto, denominata "Tracciato Fondamentale" poiché si configura come asse portante della connessione Centro di Napoli - Comune di Afragola, costituisce l'opera principale volta a garantire l'accesso al sistema Metropolitano della Regione Campania di un territorio densamente urbanizzato ed abitato, che si sviluppa a Nord – Est della città di Napoli e che comprende i comuni di Casavatore, Casoria ed Afragola.

La nuova linea garantirà un sistema di trasporto in sede propria, rapido, puntuale, efficiente e sicuro, che consentirà di ridurre in modo significativo i tempi occorrenti per le connessioni con il centro di Napoli dei Comuni citati e anche per quelle intracomunali fra i Comuni stessi.

Consentirà inoltre di migliorare notevolmente l'accessibilità alla Stazione Alta Velocità di Afragola, attualmente molto lontana da qualunque asse del Sistema di Trasporto Rapido di Massa della Regione Campania.

Mandataria

Mandanti

1. IL PROGETTO DELLA LINEA LAN NEL SISTEMA URBANO E PAESAGGISTICO

1.1 I nodi-stazione: la rigenerazione dello spazio pubblico e la costruzione di una rete a scala territoriale

L'intervento del nuovo tracciato fondamentale della linea metropolitana LAN si presenta come una grande opportunità per mettere in relazione efficaci soluzioni trasportistiche con le occasioni di riqualificazione e trasformazione urbana offerte dalle specifiche condizioni insediative. Questo tipo di approccio consente di inquadrare le azioni di rigenerazione come processo unificante di cucitura urbana per l'intera area di progetto. Infatti, nella prefigurazione delle proposte progettuali, in particolare nei nodi delle aree dedicate alla realizzazione dei manufatti superficiali di stazione, è stato attuato un procedimento di approfondimento e di sintesi che ha tenuto in considerazione il quadro vincolistico, il sistema delle connessioni urbane, il quadro programmatico-strutturale e gli attuali usi degli spazi, nonché, a scala più ampia, le peculiari situazioni orografiche e morfologiche degli spazi urbani e il relativo sistema di flussi pedonali e ciclabili.

La linea infrastrutturale nel suo insieme si estende dal bordo nord del centro storico di Napoli in direzione nord-est, attraversando i comuni di Casavatore, Casoria e Afragola e intercettando alcuni importanti emergenze territoriali a scala ampia, quali l'Aeroporto Internazionale di Napoli e il Parco di Capodimonte. In questo quadro, il progetto affronta problematiche e temi relativi a diverse scale di intervento, da quella territoriale a quella urbana dei nodi di stazione, stabilendo un articolato sistema di relazione paesaggistiche ed urbane che hanno come punto di partenza un approfondito studio dello stato di fatto e delle potenzialità di quest'ultimo. In tal senso, particolare importanza hanno assunto gli spazi aperti e le aree verdi esistenti nell'ottica di innescare un processo di rigenerazione e di creazione di spazio pubblico ad uso urbano attraverso l'intervento di realizzazione del tracciato fondamentale della linea metropolitana LAN. Si prevede altresì un processo di modificazione progressiva, che, con continuità e con le opportune differenze dovute alle singole specificità, interessa l'area metropolitana nel suo complesso.

Al tracciato fondamentale LAN si "agganciano", dunque, aree di trasformazione urbana la cui azione di riqualificazione persegue i seguenti obiettivi generali:

- accessibilità alle stazioni e qualità dello spazio urbano;
- restituzione alla comunità di spazi abbandonati o sottoutilizzati;
- riqualificazione e recupero di aree abbandonate o dismesse;
- creazione di greenways di connessione sostenibile comunale/intercomunale;
- riattivazione dei percorsi pedonali e ciclabili di interconnessione locale;
- individuazione e rafforzamento delle relazioni tra i nodi-stazione, i capisaldi urbani e gli spazi aperti esistenti;

1.2 Compatibilità urbanistica: i nodi in relazione ai principali strumenti urbanistici

Il progetto delle aree dei nodi di stazione tiene conto dei diversi vincoli ricadenti nella porzione di territorio oggetto di intervento; in particolare, oltre ai vincoli imposti dalle disposizioni della normativa urbanistica vigente, sono presenti: vincoli derivanti dal PAI (Piano di Assetto Idrogeologico); vincoli paesistici (aree di cui agli art. 136 e 142 del DLgs 42/2004) vincoli derivanti dal PRA (Piano di Rischio Aeroportuale); il vincolo diretto puntuale dichiarato (L. 364/1909 art. 5 – Denominazione: Rotonda di Capodichino) presente a Piazza Di Vittorio (Codice dei beni culturali e del paesaggio, art. 10 6 luglio 2002, n. 137). Oltre alla presenza di quest'ultimo, che specificamente insiste all'interno del perimetro di progetto della stazione LAN Di Vittorio, è stata effettuata una puntuale ricognizione dei beni architettonici di interesse pubblico (vincolati *ope legis* - D.Lgs 42/2004 parte seconda, oppure come beni architettonici di interesse culturale dichiarati) presenti considerando una fascia di profondità di 100m dalla linea infrastrutturale di progetto (Cfr. **Relazione sull'inserimento architettonico e paesaggistico delle opere di progetto comprese nella zona "A" del PRG di Napoli - P101009-LTF-MIA-LAN-MS00-RP-Y-0002**).

Analizzando puntualmente il quadro vincolistico rispetto alla localizzazione delle aree emerge un quadro eterogeneo che verrà sintetizzato di seguito. Si precisa che la scelta puntuale di localizzazione delle stazioni è stata effettuata anche in funzione della compatibilità con gli strumenti urbanistici sovraordinati e comunali.

1.2.1 Rischio da frana (Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico ex AdB Campania Centrale, 2017)

I nodi marginalmente interessati sono Di Vittorio, Leonardo Bianchi e Ottocalli. Le stazioni localizzate in questi ultimi non vi ricadono specificamente, ma si collocano in prossimità dei versanti del Vallone di San Rocco, per i quali il rischio va da "elevato" a "molto elevato".

1.2.2 Rischio idraulico (Piano Stralcio di Assetto Idrogeologico ex AdB Campania Centrale, 2017)

Il nodo marginalmente interessato è esclusivamente Di Vittorio. Alcuni corsi d'acqua che confluiscono nel Vallone San Rocco determinano un rischio elevato puntuale in corrispondenza dell'edificato ai piedi dei versanti. Anche in questo caso la stazione è localizzata in un'area non sottoposta a vincolo.

1.2.3 Proposta di Piano Metropolitan delle Colline di Napoli 2004 (Articolazione Zonale)

I nodi marginalmente interessati sono Di Vittorio e Leonardo Bianchi. Questi si trovano in prossimità del Parco di Capodimonte, territorio coperto da foreste e da boschi, di importanza paesaggistica di livello nazionale, e del Vallone di San Rocco, area ricca di biodiversità, ricadente, appunto, nel Parco delle Colline di Napoli.

Nell'articolazione zonale della proposta di Piano Metropolitan delle Colline di Napoli, i nodi in oggetto ricadono in "Riserva generale" (B1_Aree forestali della Selva di Chiaiano, del Vallone San Rocco e delle incisioni idriche minori e B2_Aree agricole in zone di riserva generale) e "Riserva

controllata" (C1_Aree agricole in zone di riserva controllata, a più elevata sensibilità paesaggistica e ambientale, C3_Habitat rupicoli e cave in zone a riserva controllata).

Anche in questo caso le aree delle stazioni non ricadono nel perimetro del Parco delle Colline.

1.2.4 Proposta di Piano Territoriale di Coordinamento della Città Metropolitana di Napoli 2016 (Disciplina del Territorio)

Con Decreto del Sindaco Metropolitan n. 25 del 29/01/2016, è stato adottato il Piano Territoriale di Coordinamento della Città metropolitana di Napoli. Successivamente, con Decreto del Sindaco Metropolitan n. 75 del 29/04/2016, sono state fornite "disposizioni integrative e correttive" della stessa DSM 25/2016. La Proposta di Piano Territoriale di Coordinamento (BURC n. 18 del 18/12/2017) non ha completato l'iter di approvazione. Da tale premessa si evince che il riferimento alla proposta di PTC assume un valore indicativo e non prescrittivo.

La proposta di PTC individua le aree e i complessi esistenti da consolidare, sviluppare, riqualificare, nonché quelli già previsti con atti di pianificazione o programmazione precedenti e quelli necessari per rispondere alla domanda di formazione di nuovi ambiti funzionali.

I nodi Afragola Centro, Afragola Garibaldi, Casoria Centro, Leonardo Bianchi, Di Vittorio, Ottocalli, Carlo III, ricadono in tutto o in parte in "Centri e nuclei storici" (art. 38). I centri storici sono considerati risorsa primaria ai fini dell'identità culturale e della qualità del quadro di vita attuale e futuro della popolazione provinciale. Pertanto, ne devono essere conservati integralmente e valorizzati, con appositi progetti di qualificazione, i caratteri costitutivi di interesse generale. Tali caratteri strutturali sono individuati essenzialmente nella forma, nella riconoscibilità, nell'integrità e pregnanza culturale, nonché nella stessa qualità prossemica dello spazio collettivo e nelle regole insediative tipo-morfologiche. Si assumono invece come variabili storiche e come caratteri di interesse individuale, nella misura in cui non interferiscano con gli aspetti succitati, le destinazioni d'uso e le suddivisioni immobiliari, nonché la forma di quelle componenti di cui non si può avere percezione significativa dallo spazio pubblico.

I nodi Casoria-Afragola, Casoria-Casavatore e Di Vittorio, ricadono in tutto o in parte in "Insediamenti urbani prevalentemente consolidati" (art. 51), per i quali non vi sono indicazioni di incompatibilità ai fini dell'intervento LAN. Per queste aree, il PTC indica che la pianificazione comunale dovrà essere finalizzata a mantenere o immettere i valori urbani identificabili principalmente nella complessità funzionale e sociale, nella riconoscibilità dell'impianto spaziale, nel ruolo strutturante del sistema degli spazi pubblici; dovranno assicurare prioritariamente un'adeguata dotazione di attrezzature pubbliche e di attività di servizio alla residenza e, nell'ambito della strategia delineata per il rafforzamento della rete di centralità urbane e sulla base dei criteri espressi in merito dal PTC, dovranno assicurare il sostegno e l'integrazione del sistema dei riferimenti urbani alle diverse scale, configurando reti interconnesse di servizi, di spazi della produzione, di infrastrutture per la mobilità, di corridoi ecologici.

I nodi Casoria-Casavatore e Casavatore-San Pietro ricadono in tutto o in parte in "Aree di consolidamento urbanistico e riqualificazione ambientale" (art. 52), per i quali non vi sono indicazioni di incompatibilità ai fini dell'intervento LAN. Per queste aree, il PTC indica che la pianificazione

comunale deve essere finalizzata alla realizzazione di interventi volti al soddisfacimento dei fabbisogni della popolazione residente determinati nell'ambito del dimensionamento del PUC, coniugando tale finalità con gli obiettivi di riorganizzazione, consolidamento e riqualificazione urbanistica ed ambientale nonché di miglioramento del paesaggio urbano, prevedendo, pertanto, anche interventi di ristrutturazione urbanistica delle zone già edificate sulla base dei criteri indicati per le zone urbane con impianto incompiuto di cui alla lettera c) del comma 9 del precedente articolo 51.

In aggiunta, si segnala che la proposta di PTC individua un sistema tranviario al servizio dei comuni posti a nord di Napoli e come sistema di adduzione alla rete della metropolitana regionale; il tracciato proposto si configura come ossatura portante del trasporto collettivo degli insediamenti delle aree poste nella parte centrale del territorio provinciale (art. 63 ter – Rete ferroviaria, ferro-tranviaria, tranviaria).

1.2.5 Piano di Rischio Aeroportuale

Il Piano di Rischio Aeroportuale (PRA) riguarda un'area del Comune di Napoli limitrofa all'aeroporto di Capodichino "Ugo Niutta" ed è redatto in adempimento dell'obbligo previsto dal Codice della Navigazione D.Lgs n. 96/2005 e s.m.i., che prevede vincoli alle proprietà private ubicate nelle aree limitrofe agli aeroporti aperti al traffico civile, al fine di mitigare le conseguenze di eventuali incidenti. In funzione del grado di rischio sono individuate quattro zone di tutela, denominate A, B, C e D.

In tali zone, con gradualità in funzione del grado di rischio, le norme del PRA prevedono limitazioni alle possibili edificazioni, con un elenco di attività incompatibili per la possibilità di amplificazione del danno e per la presenza di un significativo numero di persone. Si rileva quanto segue: 1) Per le aree ricadenti in zona A il vincolo di inedificabilità previsto dalle NTA del PRA è rispettato, in quanto non sono previsti volumi fuori terra (eccezion fatta per dei box smontabili e amovibili di circa 20 mq in cui sono destinati il sistema di bike sharing previsti da PUMS); 2) per quanto concerne il vincolo relativo alle destinazioni, ovvero la non realizzabilità di volumi destinati ad attività con affollamento elevato, si sottolinea che l'intervento in oggetto non prevede la realizzazione di spazi dove è prevista una sosta per arco temporali medio-lunghi, ma, data la natura infrastrutturale dell'intervento, ma solo di spazi di transito e flusso; 3) la destinazione d'uso di progetto non è presente tra le attività incompatibili elencate nelle NTA. Al punto 69 si fa riferimento genericamente alla categoria funzionale "Stazioni ferroviarie con superficie coperta accessibile al pubblico superiore a 5.000 mq". Non si fa riferimento nello specifico a stazioni di linea metropolitana ipogea e in ogni caso le superfici coperte accessibili al pubblico sono nettamente inferiori ai 5000 mq. Per tali ragioni **non emergono criticità o elementi di difformità da quanto previsto dal PRA.**

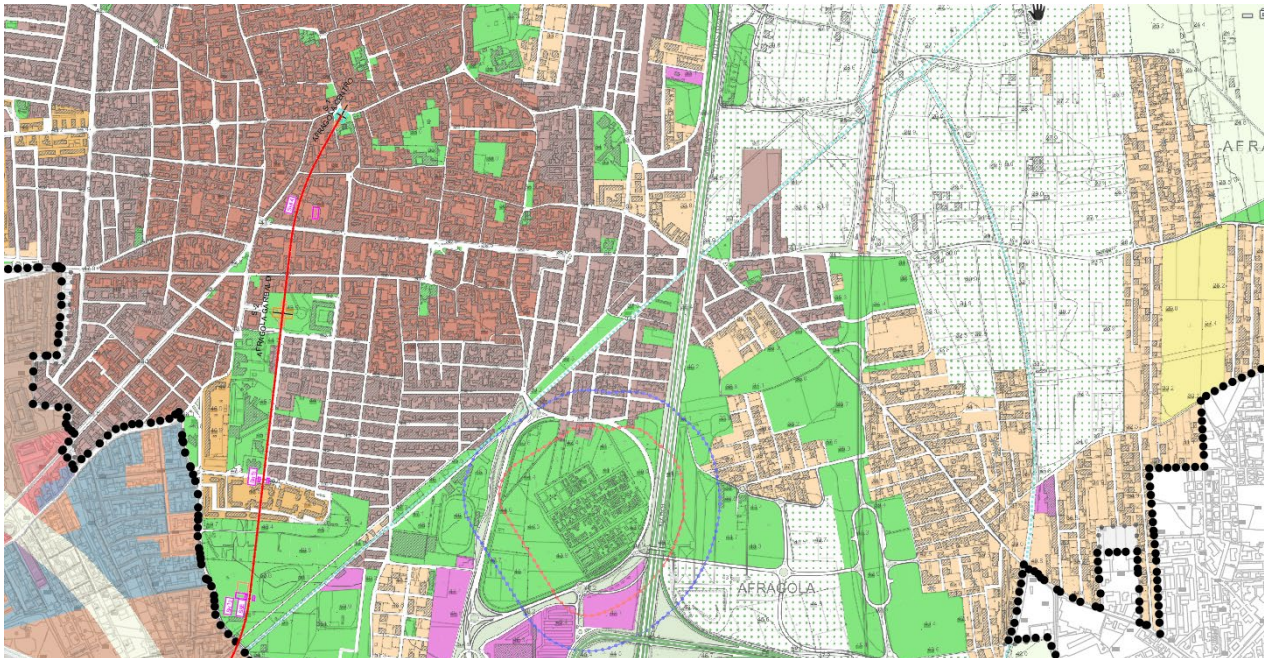
1.2.6 Strumenti urbanistici comunali vigenti

Il quadro generale degli strumenti urbanistici comunali vigenti si presenta fortemente articolato ed eterogeneo. Schematicamente la situazione aggiornata della pianificazione dei comuni coinvolti è la seguente:

- il comune di Afragola ha adottato la Componente Strutturale del PUC in data 30 giugno 2021;

- nel comune di Casoria è vigente il PRG del 1972 (con successiva variante del 1988) ed è stato approvato un nuovo Preliminare di Piano in data 16 gennaio 2020;
- il comune di Casavatore è dotato ancora esclusivamente di un vecchio PRG del 1976;
- nel comune di Napoli è vigente la Variante al Piano Regolatore Generale di Napoli (2004) ed è stato approvato in Giunta comunale il Preliminare di Piano in data 17 gennaio 2020.

Nel **comune di Afragola** è vigente il PRG del 1977 (con relativa variante del 2010, che recepisce le indicazioni del Piano dei 5 Comuni interessati dalla stazione Napoli-Afragola AV (2000)) ed è stata adottata la Componente strutturale del PUC a giugno 2021. I nodi coinvolti nel territorio comunale di Afragola sono: Afragola Centro e Afragola Garibaldi.

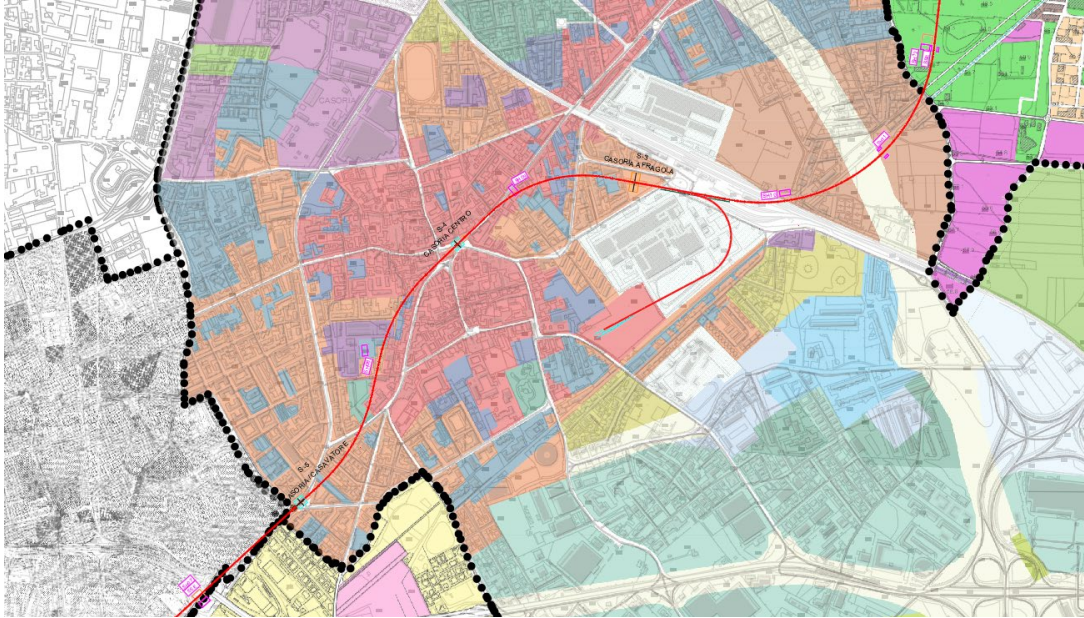


Il tracciato LAN sovrapposto alla Tavola "E 01 – Proiezioni territoriali del Piano" della Componente strutturale del PUC di Afragola (2021)

L'area del nodo Afragola Centro, nel PRG vigente è uno standard urbanistico ricadente in zona B1. Nella Componente Strutturale del PUC l'area è inserita in "Centro Storico". Di quest'ultimo, oltre la riqualificazione, si prevede un generale incremento di attrezzature e servizi di interesse generale.

Il nodo Afragola Garibaldi si trova nella parte a sud del Centro Storico di Afragola. L'area si caratterizza per la consistente presenza di attrezzature pubbliche (scuole di vario ordine e grado, una biblioteca, complessi religiosi e varie aree a verde attrezzato). Nel PRG l'area è indicata come "attrezzature pubbliche e servizi pubblici di interesse generale" (zona F). Nella Componente Strutturale di PUC, l'area rientra in "Dotazioni territoriali pubbliche e di uso pubblico, esistenti e di progetto".

Nel **comune di Casoria** è vigente il PRG del 1972, parzialmente variato nel 1988 e nel 2020 è stato approvato un Preliminare di PUC. I nodi coinvolti nel territorio comunale di Casoria sono: Casoria-Afragola, Casoria Centro, Casoria-Casavatore.



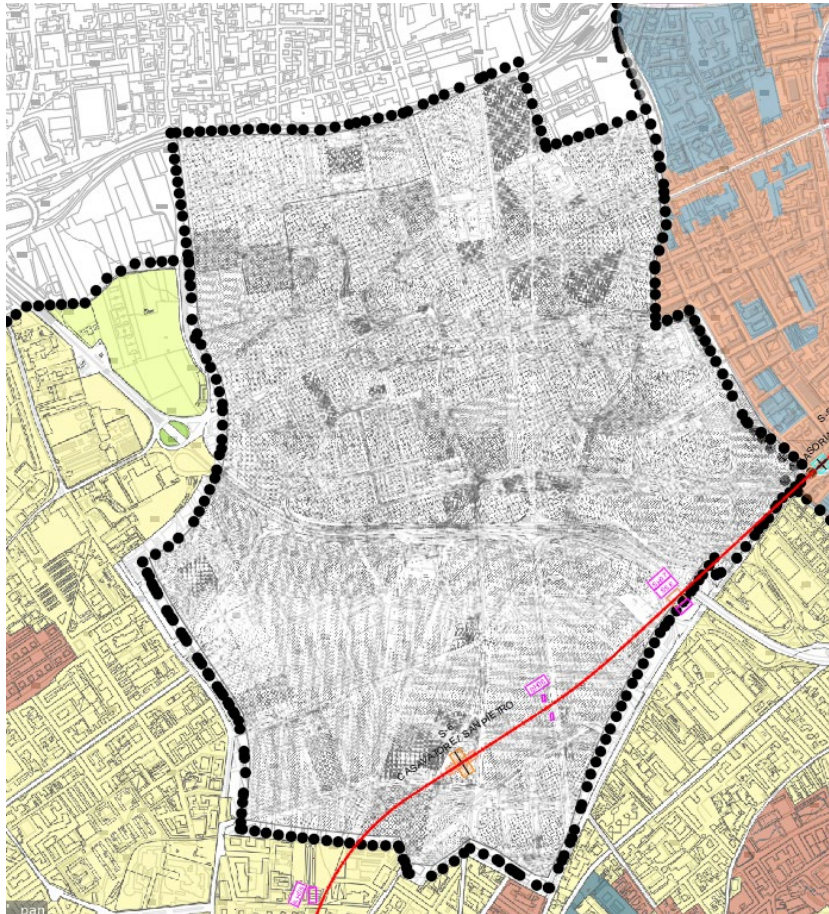
Il tracciato LAN sovrapposto alla Tavola "Stato di diritto" del PRG (1988) di Casoria

Il nodo di Casoria-Afragola si trova tra la stazione FS di Casoria-Afragola e l'area della ex Rhodiatoce, configurandosi, quindi, come punto di particolare rilievo dal punto di vista urbano. Per il vigente PRG l'area ricade in "Nuovo centro". Il Preliminare di PUC inserisce l'area in "Attrezzature di interesse comune". L'area rientra inoltre nella strategia "Città densa" nell'ottica di trasformazione urbanistica e creazione di nuove reti locali.

Il nodo di Casoria Centro, secondo il PRG vigente, si trova nel "Vecchio Centro" di Casoria. Secondo il Preliminare di Piano rientra nell'area "A1 - Centro storico" e nella strategia di decompressione-trasformazione urbanistica, restauro del nucleo storico e riuso delle aree dismesse.

Il nodo di Casoria-Casavatore si trova in una zona di viabilità esistente, in prossimità dei confini che dividono il territorio comunale di Casoria da quello di Casavatore, non lontano dal quartiere di San Pietro a Patierno di Napoli. Nel PRG rientra in "B2 - Nuovo centro" mentre nel Preliminare di Piano è indicata come area "B1 - Saturata per quantità di volume edificato".

Il **comune di Casavatore** è dotato del PRG approvato nel 1976. Il nodo interessato è quello di Casavatore-San Pietro. Quest'ultimo si trova all'interno del perimetro di pertinenza di una struttura produttiva, in prossimità dei confini che dividono il territorio comunale di Casoria da quello di Casavatore, non lontano del quartiere di San Pietro a Patierno di Napoli. L'area ricade in una zona per attrezzature non attuata.



Il tracciato LAN sovrapposto alla Tavola "Zonizzazione del territorio comunale" del PRG di Casavatore (1976)

Nel **comune di Napoli** è vigente la Variante al Piano Regolatore Generale di Napoli (2004), mentre è stato approvato in Giunta comunale a gennaio 2020 il Preliminare di PUC. I nodi interessati sono: Di Vittorio, Leonardo Bianchi, Ottocalli, Carlo III.

Il nodo Di Vittorio è localizzato in piazza G. Di Vittorio, baricentro sia del sistema della mobilità che del sistema urbano, in prossimità del centro storico di San Pietro a Patierno e dell'Aeroporto internazionale di Napoli Capodichino. Nelle vicinanze si trovano anche alcune aree di "Espansione recente" (PRG) ed "Edilizia di impianto" (PRG). A sud del nodo si trova l'ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi, identificato tra gli "Insediamenti di interesse storico" (PRG). La variante al PRG prevede la "riqualificazione degli agglomerati urbani di recente formazione, in particolare quelli periferici, con l'immissione di funzioni pregiate, il miglioramento della dotazione di attrezzature, spazi pubblici a verde, e la valorizzazione dei centri storici minori recuperando e promuovendo la loro identità e dei quartieri di edilizia pubblica" (art. 1). All'interno del nodo urbano, è riportato inoltre il tratto della Linea MetroNapoli 1 in realizzazione, come indicato dal Livello Direttore del Piano Urbano della Mobilità Sostenibile del Comune di Napoli (2016).

Il nodo Leonardo Bianchi è localizzato su via Calata Capodichino e ricade in "Insediamenti di interesse storico" del quartiere di San Carlo all'Arena e per la presenza dell'ex Ospedale Psichiatrico Leonardo

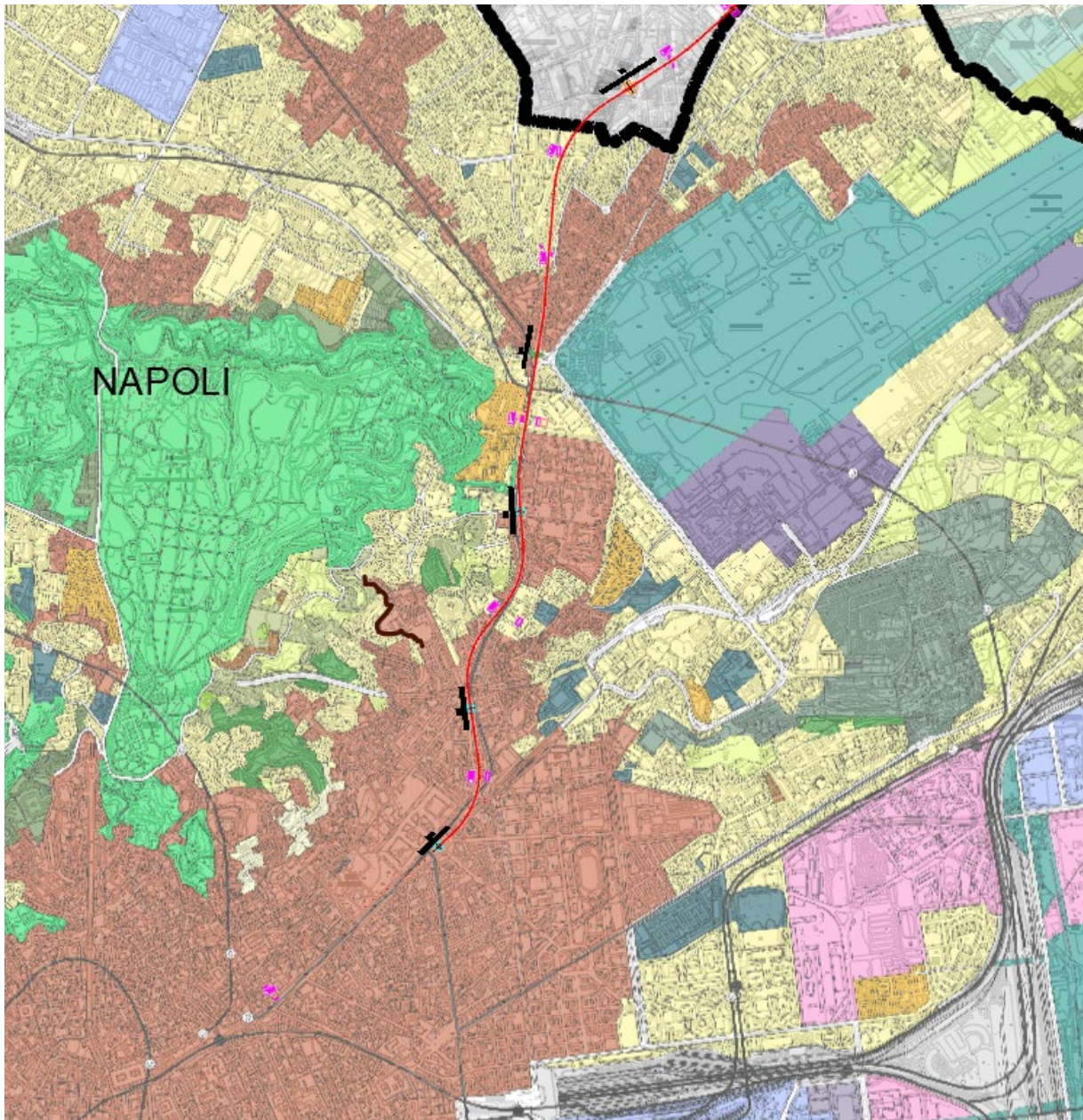
Bianchi, identificato anch'esso tra gli "Insedimenti di interesse storico" e attualmente in stato di totale abbandono. Rispetto alla dotazione di attrezzature pubbliche, il Piano, attraverso delle tavole di "specificazione", indica una serie di aree reperite da destinare ad attrezzature e servizi. Una di queste ultime è proprio l'area dell'Ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi.

Il nodo Ottocalli si trova nell'attuale Piazza Ottocalli, all'interno degli "Insedimenti di interesse storico" del quartiere di San Carlo all'Arena, in prossimità della quarta uscita della tangenziale di Napoli "Corso Malta".

Il nodo Carlo III si trova nell'attuale Piazza Carlo III, all'interno degli "Insedimenti di interesse storico" dei quartieri di San Carlo all'Arena e di San Lorenzo. Si caratterizza per la presenza del Real Albergo dei Poveri, il cui accesso principale avviene proprio dalla piazza, e dalla vicinanza con l'Orto Botanico.

Nel Preliminare di PUC del comune di Napoli, approvato in Giunta comunale nel 2020, è stata elaborata una carta della rigenerazione urbana finalizzata ad individuare i livelli di trasformabilità del territorio comunale, in cui dovranno essere contestualizzati gli "obiettivi qualitativi e quantitativi delle azioni del PUC". Si evidenzia che l'ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi, afferente al nodo LAN Leonardo Bianchi, è inserito tra le "Attrezzature urbane e territoriali", di cui una porzione dell'area è destinata a "dotazione di servizi alla collettività". È da sottolineare anche come la struttura aeroportuale di Capodichino sia inserita nelle aree di "compensazione infrastrutturale", cioè quelle aree dove "incrementare sistemi di mobilità sostenibile" al fine di "rigenerare l'ambiente e gli ecosistemi, tutelare le biodiversità, promuovere la resilienza ai cambiamenti climatici".

Si precisa che è stata presa visione del fatto le aree di Piazza Di Vittorio e Leonardo Bianchi ricadono nelle schede d'ambito previste dalle NTA del Comune di Napoli, risultando quindi necessario attuare le previsioni di piano attraverso PUA. Si ritiene però più opportuno ed efficace, data la strategicità e la rilevanza dell'opera infrastrutturale in progetto, procedere con una **variante urbanistica puntuale adottata con le opportune procedure del Consiglio Comunale in continuità con quanto già fatto per la Linea1**.



Il tracciato LAN sovrapposto alla Tavola "Zonizzazione generale" della Variante al PRG di Napoli (2004)

Nello specifico, la verifica della compatibilità urbanistica per ogni nodo di stazione è illustrata nella tabella che segue, specificando il tipo di procedura di variante da adottare punto per punto.

STAZIONE AFRAGOLA CENTRO



- Dotazioni territoriali pubbliche e di uso pubblico, esistenti e di progetto
- Centro storico

Strumenti vigenti

- PUC (componente strutturale) adottata nel 2020 - vigente in regime di salvaguardia
- PRG approvato nel 1977 e relativa variante del 2010, (Piano dei 5 comuni)

L'area del nodo Afragola Centro vigente è classificata nel PRG come standard urbanistici esistente.

Nella Componente Strutturale del PUC l'area è inserita in Dotazione territoriale dunque **non risulta necessaria una variante urbanistica**.

STAZIONE AFRAGOLA GARIBALDI



- Dotazioni territoriali pubbliche e di uso pubblico, esistenti e di progetto
- Centro storico
- Insediamenti urbani saturi
- Aree di integrazione urbanistica

Strumenti vigenti

- PUC (componente strutturale) adottata nel 2020 – vigente in regime di salvaguardia
- PRG approvato nel 1977 e relativa variante del 2010, (Piano dei 5 comuni)

Il nodo Afragola Garibaldi si trova nella parte a sud del Centro Storico di Afragola. L'area si caratterizza per la consistente presenza di attrezzature pubbliche (scuole di vario ordine e grado, una biblioteca, complessi religiosi e varie aree a verde attrezzate). Nel PRG l'area è indicata come "attrezzature pubbliche e servizi pubblici di interesse generale" (zona F). Nella Componente Strutturale di PUC, l'area rientra in "Dotazioni territoriali pubbliche e di uso pubblico, esistenti e di progetto". Dunque non risulta necessaria una variante urbanistica.

STAZIONE CASORIA AFRAGOLA



- B1 - Vecchio centro
- B2 - Nuovo centro
- H1 - Attrezzature di interesse comune
- Attrezzature di interesse comune
- D - Industriale
- ▨ Gv - Variante commerciale

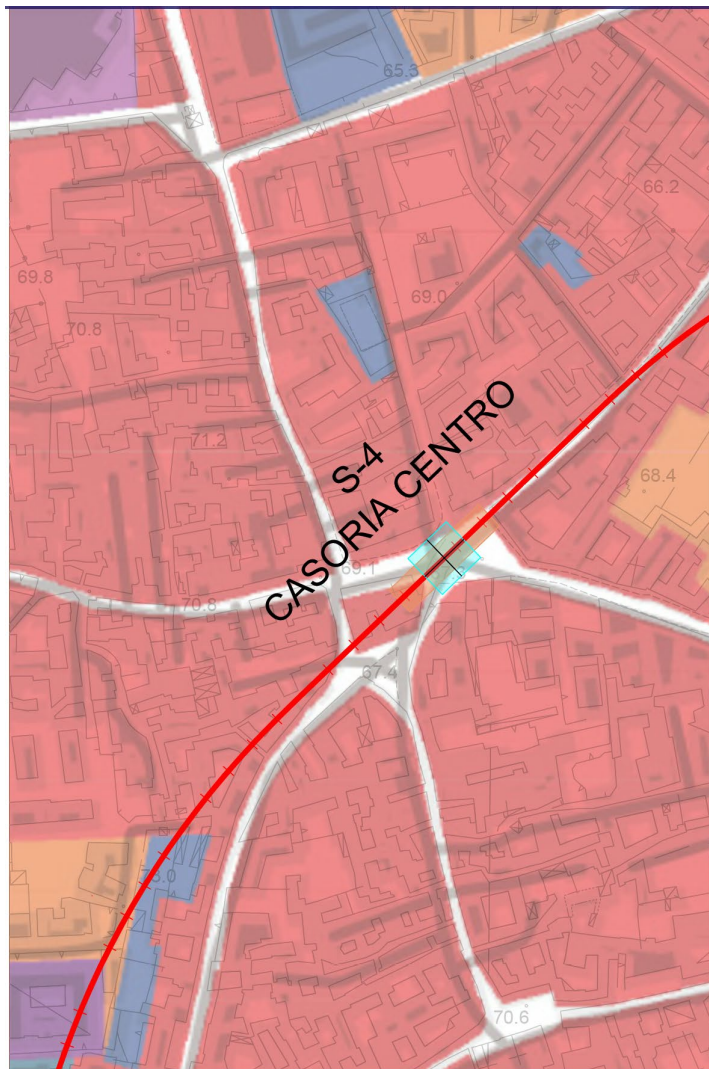
Strumenti vigenti

- **PRG di Casoria approvato del 1980, e successive varianti del 1988 – vincoli preordinati all'esproprio decaduti**

Il nodo di Casoria-Afragola si trova tra la stazione FS di Casoria-Afragola e l'area della ex Rhodiatoce. Per il vigente PRG l'area ricade in "Nuovo centro".

Ai fini della piena compatibilità urbanistica è necessario procedere ad una variante al PRG.

STAZIONE CASORIA CENTRO



- Vecchio centro
- Nuovo centro
- Attrezzature di interesse comune
- Industriale

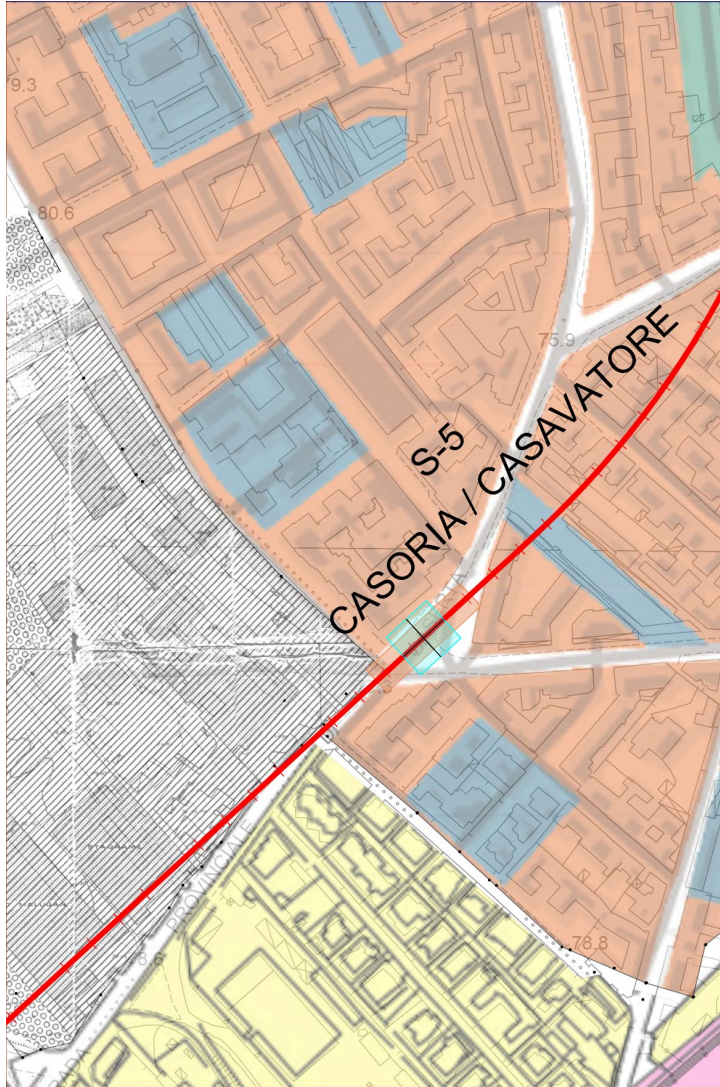
Strumenti vigenti

- PRG di Casoria approvato del 1980, e successive varianti del 1988 – vincoli preordinati all'esproprio decaduti

Il nodo di Casoria Centro, secondo il PRG vigente, si trova nel "Vecchio Centro" di Casoria.

Pertanto è necessaria una variante urbanistica al PRG.

STAZIONE CASORIA CASAVATORE



PRG Casoria

- Nuovo centro
- Attrezzature di interesse comune
- Parco urbano

PRG Napoli

- Agglomerati urbani di recente formazione
- Nuovi insediamenti per la produzione di beni e servizi

PRG Casavatore

- Aree destinate a residenza e verde privato

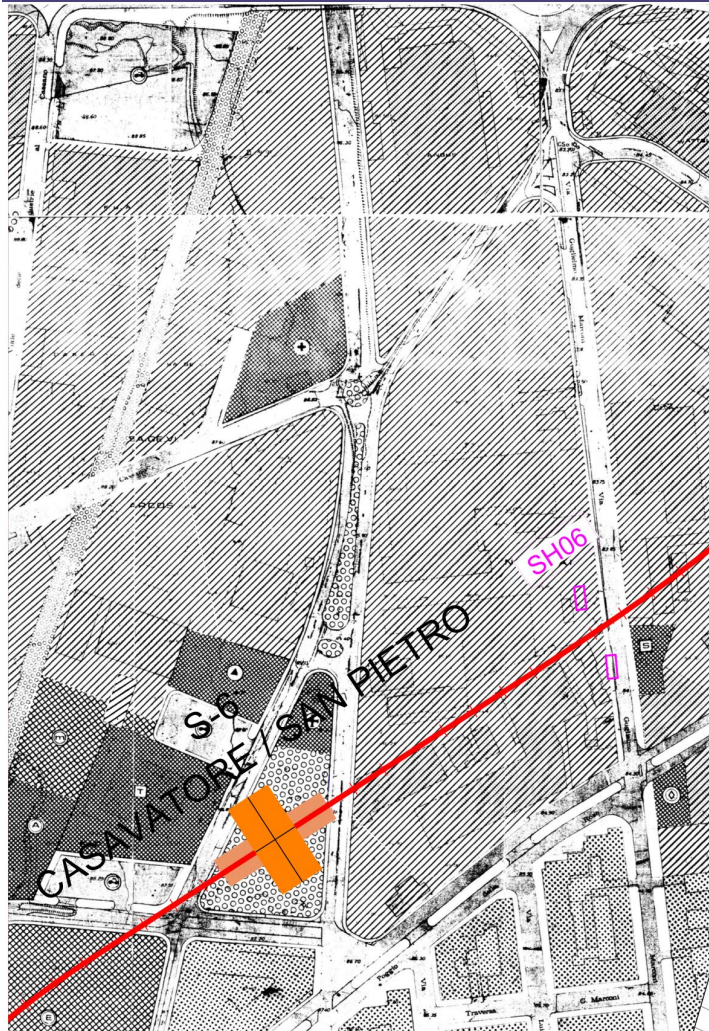
Strumenti vigenti








- **PRG di Casoria approvato del 1980, e successive varianti del 1988 – vincoli preordinati all'esproprio decaduti**

Il nodo di Casoria-Casavatore si trova in parte in una zona di viabilità esistente in parte nel nuovo centro, in prossimità dei confini che dividono il territorio comunale di Casoria da quello di Casavatore, non lontano dal quartiere di San Pietro a Patierno di Napoli.

Pertanto è necessaria una variante urbanistica al PRG.

STAZIONE CASAVATORE SAN PIETRO



-  Aree destinate a verde pubblico attrezzato
-  Aree destinate alla residenza
-  Aree destinate a residenza e verde privato
-  Aree destinate ad attrezzature scolastiche
-  Aree destinate ad attrezzature collettive
-  Aree destinate a parcheggio
-  Aree destinate alle sedi viarie

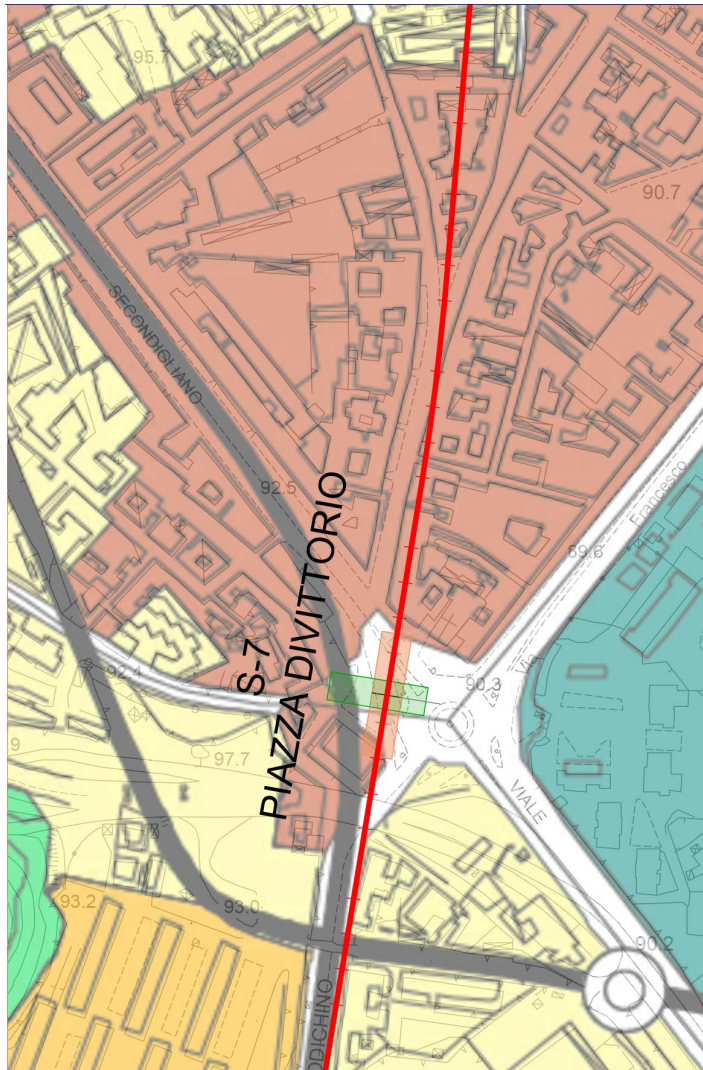
Strumenti vigenti

- **PRG di Casavatore approvato nel 1976 – vincoli preordinati all’esproprio decaduti**

Il nodo di Casavatore-San Pietro ricade in una zona destinata dal PRG vigente attrezzature non attuata.

Si evidenzia in linea generale una compatibilità tra la localizzazione della stazione e le previsioni del piano. Ai fini della piena compatibilità urbanistica è necessario procedere ad una variante urbanistica per rinnovare il vincolo preordinato all’esproprio del PRG.

STAZIONE DI VITTORIO



- Insediamenti di interesse storico
- Edilizia di impianto di recente formazione
- Espansione recente
- Parchi di nuovo impianto
- Componenti strutturanti la conformazione naturale del territorio, destinate a parco territoriale

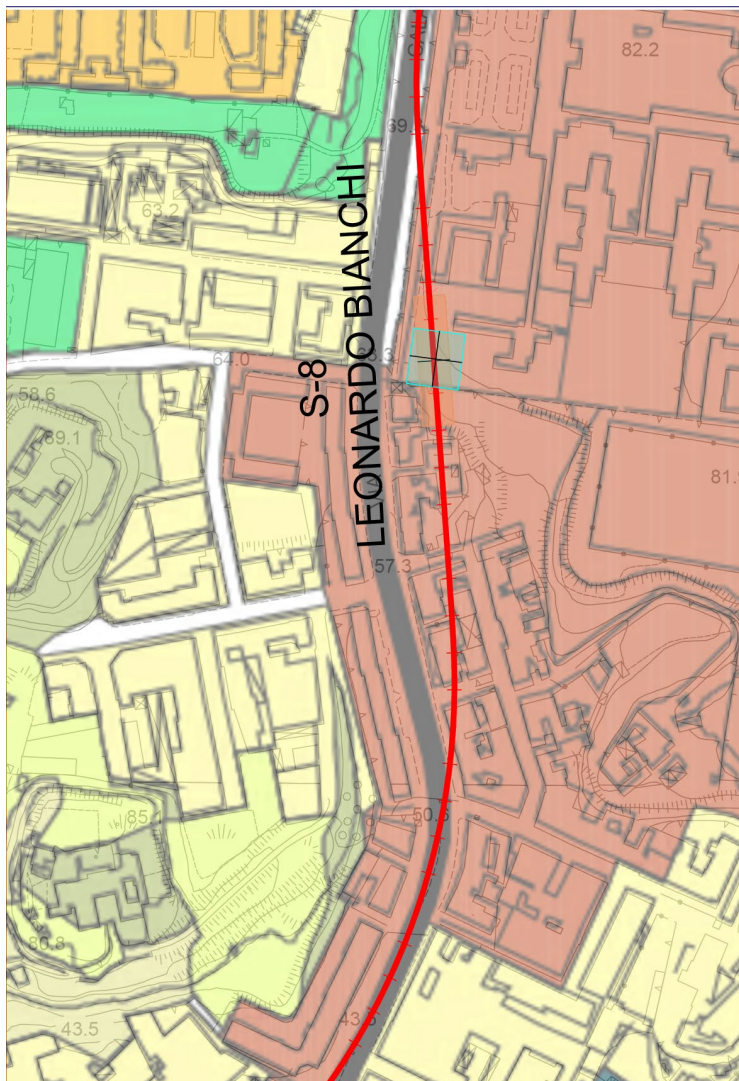
Strumenti vigenti








- Variante al Piano Regolatore Generale di Napoli (2004) – vincoli preordinati all'esproprio decaduti
- Preliminare di PUC 2020- documento di indirizzo non cogente

Il nodo Di Vittorio è classificato in parte nella viabilità e in parte negli insediamenti di interesse storico limitrofo agli agglomerati urbani di recente formazione dove è prevista l'immissione di funzioni pregiate, il miglioramento della dotazione di attrezzature, spazi pubblici a verde e la valorizzazione dei centri storici minori recuperando e promuovendo la loro identità e dei quartieri di edilizia pubblica. All'interno del nodo urbano, è riportato inoltre il tratto della Linea MetroNapoli 1 in realizzazione, come indicato dal Livello Direttore del Piano Urbano della Mobilità Sostenibile del Comune di Napoli (2016).

Si rileva una coerenza di obiettivi soprattutto in riguardo alle previsioni trasportistiche. In ogni caso è necessaria una variante urbanistica al PRG.

STAZIONE LEONARDO BIANCHI



- | | |
|--|--|
|  Insediamenti di interesse storico |  Componenti strutturanti la conformazione naturale del territorio, destinate a parco territoriale |
|  Edilizia di impianto di recente formazione | |
|  Agglomerati urbani di recente formazione | |
|  Aree agricole | |
|  Aree incolte | |
|  Rupi, costoni, cave, spiagge e scogliere | |

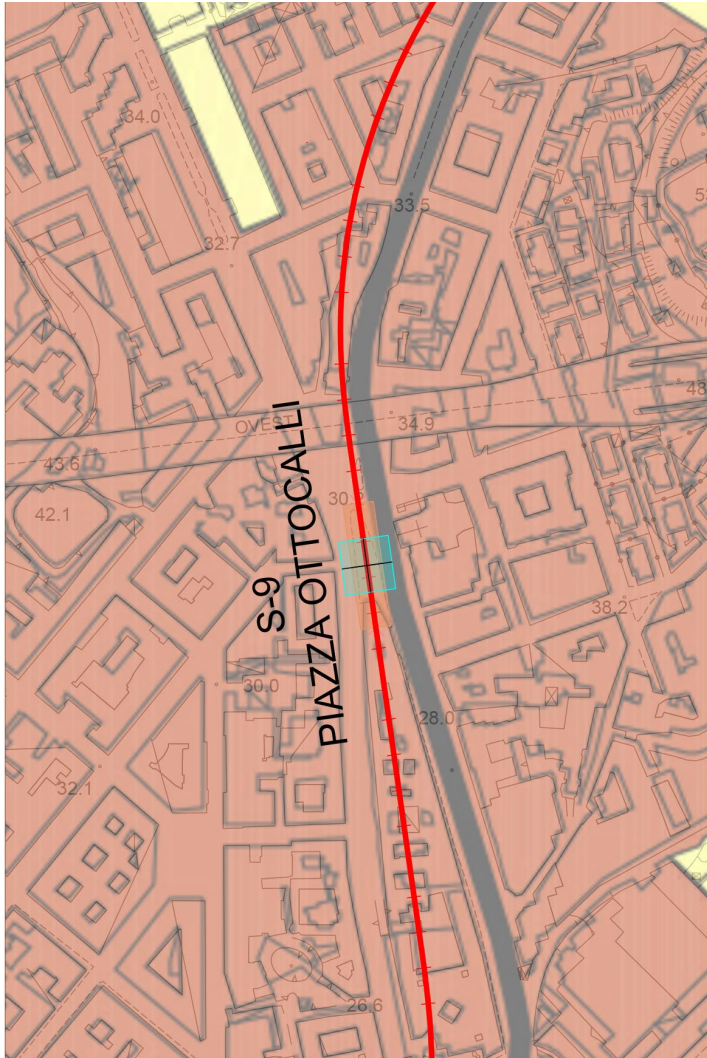
Strumenti vigenti

- Variante al Piano Regolatore Generale di Napoli (2004) – vincoli preordinati all'esproprio decaduti
- Preliminare di PUC 2020- documento di indirizzo non cogente

Il nodo Leonardo Bianchi è localizzato su via Calata Capodichino e ricade in "Insediamenti di interesse storico" del quartiere di San Carlo all'Arena e per la presenza dell'ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi, identificato anch'esso tra gli "Insediamenti di interesse storico" e attualmente in stato di totale abbandono. Rispetto alla dotazione di attrezzature pubbliche, il Piano, attraverso delle tavole di "specificazione", individua una serie di aree da destinare ad attrezzature e servizi tra cui quella dell'area dell'Ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi.

Si rileva una coerenza di obiettivi soprattutto in riguardo alla riqualificazione dell'area. In ogni caso è necessaria una variante al PRG.

OTTOCALLI



- Insediamenti di interesse storico
- Agglomerati urbani di recente formazione

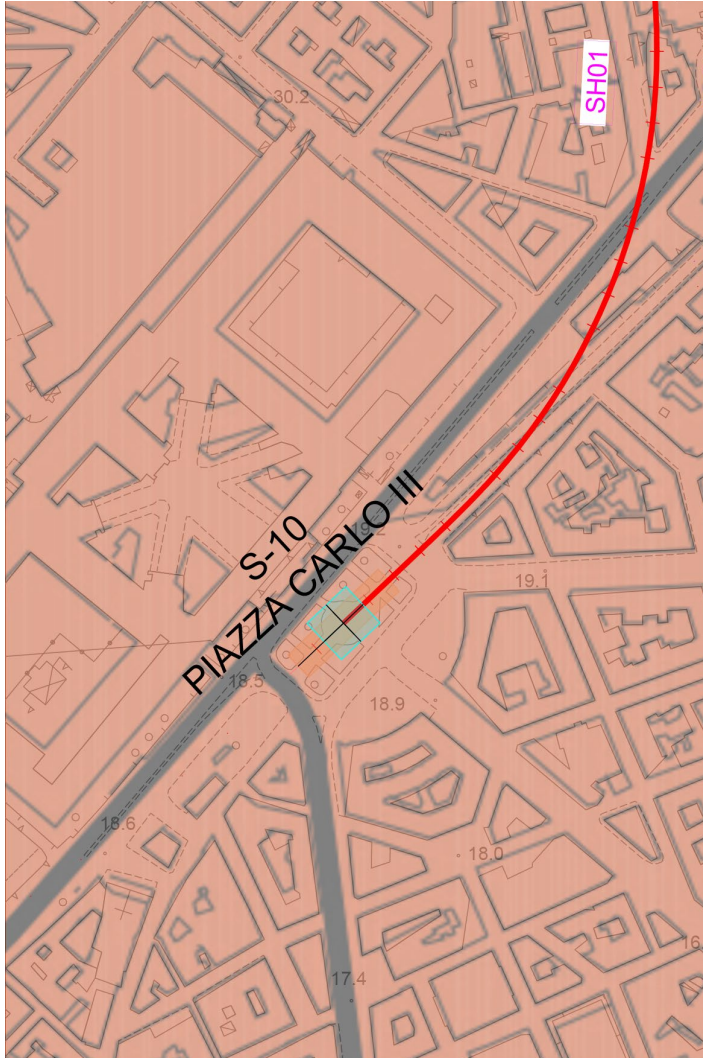
Strumenti vigenti

- Variante al Piano Regolatore Generale di Napoli (2004) – vincoli preordinati all'esproprio decaduti
- Preliminare di PUC 2020- documento di indirizzo non cogente

Il nodo Ottocalli si trova nell'attuale Piazza Ottocalli, all'interno degli "Insediamenti di interesse storico" del quartiere di San Carlo all'Arena, in prossimità della quarta uscita della tangenziale di Napoli "Corso Malta".

E' necessaria una variante urbanistica al PRG.

STAZIONE CARLO III



Insediamenti di interesse storico

Strumenti vigenti

- Variante al Piano Regolatore Generale di Napoli (2004) – vincoli preordinati all'esproprio decaduti
- Preliminare di PUC 2020- documento di indirizzo non cogente

Il nodo Carlo III si trova nell'attuale Piazza Carlo III, all'interno degli "Insediamenti di interesse storico" dei quartieri di San Carlo all'Arena e di San Lorenzo.

E' necessaria una variante urbanistica al PRG.

1.2.7 Sito UNESCO del Centro Storico di Napoli

Il centro storico di Napoli è stato iscritto nella lista del Patrimonio Mondiale UNESCO nel 1995. Il sito si articola in parti urbane diversamente connotate a seconda della prevalenza di una delle successive fasi storiche; è fortemente segnato da valori culturali che si sono sviluppati secondo un processo di stratificazione successiva e che riguardano aspetti diversificati sia di tipo culturale propriamente detto: la zona monumentale, le cittadelle monastiche, la zona universitaria di indirizzo umanistico, ecc. Nel 2011 è stato elaborato il Piano di Gestione e definita la perimetrazione del World Heritage Site e della Buffer Zone. Nel Piano di Gestione vengono descritte le modalità con cui si intende “conservare e trasmettere integro alle future generazioni un bene culturale che racchiude valori e significati di respiro universale”.

I nodi che ricadono nella Buffer Zone sono: Leonardo Bianchi e Ottocalli. Il nodo che ricade invece nel perimetro del sito UNESCO è Carlo III.

Il miglioramento dell'accessibilità delle aree rappresenta un obiettivo coerente con le linee strategiche riportate nel Piano di Gestione.

1.2.8 Piano Urbano della Mobilità Sostenibile PUMS (2016)

Il Comune di Napoli ha avviato il processo di redazione del Piano Urbano della Mobilità Sostenibile (PUMS) in linea con il documento “Guidelines. Developing and Implementing a Sustainable Urban Mobility Plan (SUMP)”, prodotto dalla Commissione europea nel gennaio 2014.

Tra le varie indicazioni del PUMS, una sezione significativa è dedicata alla mobilità ciclopedonale. Obiettivo prioritario del piano è infatti quello di potenziare le infrastrutture ciclopedonali attraverso l'integrazione della rete dei percorsi, al fine di soddisfare l'attuale e futura domanda di mobilità ciclabile. Contestualmente, l'amministrazione sta lavorando, in collaborazione con il Tavolo per la promozione della mobilità ciclabile, al Biciplan, piano ciclistico della città. Il piano include il progetto definitivo degli itinerari con la realizzazione di circa 163 km di percorsi ciclabili. Un altro servizio a favore della promozione della ciclomobilità è il bike sharing, che nel 2014 a Napoli ha visto una sperimentazione sicuramente innovativa e positiva, che sfortunatamente non ha avuto seguito. Infine, sono indicate operazioni atte a favorire l'interscambio alla scala della città metropolitana, in particolare con i parcheggi in corrispondenza delle stazioni delle linee metropolitane.

Il progetto degli spazi aperti delle stazioni recepisce le indicazioni del PUMS inserendo uno o più punti di bike sharing in corrispondenza delle uscite, in modo da rispondere alla necessità di favorire l'interscambio e l'interoperabilità tra sistemi di mobilità sostenibile differenti e, allo stesso tempo, incrementare l'accessibilità alle stazioni stesse. Vedi gli elaborati presenti nel capitolo: **Stazioni_Sistemazione esterne**.

2. L PROGETTO DELLE ARCHITETTURE, DEGLI SPAZI APERTI E L'INSERIMENTO PAESAGGISTICO DELLE STAZIONI

2.1 Approccio metodologico

Lo studio per l'inserimento paesaggistico, urbano e architettonico è stato strutturato in due fasi, una di tipo conoscitivo e una caratterizzata dalle scelte progettuali, tra loro strettamente intrecciate e sviluppate in parallelo. Nel caso delle stazioni ricadenti nel comune di Napoli, data la rilevanza storica-paesaggistica di contesti pluristratificati patrimonio UNESCO, la prima fase, quella conoscitiva, ha richiesto uno studio più approfondito (Cfr. **Relazione sull'inserimento architettonico e paesaggistico delle opere di progetto comprese nella zona "A" del PRG di Napoli - P101009-LTF-MIA-LAN-MS00-RP-Y-0002**). In particolare, per meglio comprendere la natura e i diversi strati che compongono il tessuto consolidato degli spazi pubblici oggetto della proposta di intervento, è stata elaborata **un'analisi diacronica delle diverse fasi di formazione** degli stessi, sulla base della documentazione bibliografica, archivistica, iconografica e fotografica reperita. Tale lettura interpretativa, del tipo crono-morfologica, consente di far emergere permanenze, elementi primari e tracce storiche presenti, anche se spesso poco visibili perché celate dalla sequenza molteplice di modificazioni che si sono succedute nel tempo. A partire dal lavoro di lettura analitica delle diverse fasi di trasformazione, intesa quindi come lettura crono-morfologica delle diverse aree progetto, si è passato alla redazione di **mappature dettagliate relative allo stato di fatto**. Queste mappature hanno riguardato ogni singolo nodo urbano, anche quelli non ricadenti nel territorio del comune di Napoli. Attraverso esse è stato possibile evidenziare la sovrapposizione tra le informazioni relative alla pianificazione e alla gestione del territorio, con gli aspetti di tipo qualitativo, morfologico, paesaggistico e architettonico, di uso degli spazi e di connessione urbana. Le attività progettuali si sono concentrate sulla definizione di proposte progettuali in relazione alle architetture e ai relativi spazi aperti delle stazioni. Essendo il progetto fortemente calato all'interno dei contesti in cui si inserisce e estremamente attento ad **agire consapevolmente rispetto alla stratificazione e ai caratteri morfologici e percettivi del tessuto preesistente**, la raccolta dei dati conoscitivi, nelle modalità descritte, ha supportato le scelte di progetto dalla fase di ideazione sino alle scelte delle specifiche soluzioni alla scala di dettaglio.

Sia dal punto di vista metodologico che progettuale, i progetti incarnano a pieno il ruolo di **interfaccia urbana** che rivestono, nel mediare gli aspetti più prettamente tecnici relativi al carattere ipogeo della linea metropolitana e delle stazioni, con quelli legati all'inserimento contestuale, agli aspetti qualitativi, morfologici e geografici esistenti, alla permeabilità degli spazi aperti, nonché alle caratteristiche che, attraverso i progetti, si intende innestare all'interno del tessuto urbano per dare vita ad un processo di rigenerazione significativo e di valorizzazione del patrimonio.

I progetti urbani dei singoli nodi stazione sono stati adeguatamente valutati e sviluppati in relazione alle osservazioni e prescrizioni ricevute dai vari enti coinvolti nella fase istruttoria della conferenza dei servizi necessaria al rilascio del Provvedimento Autorizzatorio Unico Regionale (PAUR). Attraverso un dialogo costruttivo e collaborativo, nella fase interlocutoria intercorsa sono state **opportunamente concertate e valutate differenti ipotesi progettuali**, per giungere ad una sintesi volta a definire una **soluzione quanto più possibile condivisa** tra le parti in gioco.

I progetti urbani dei singoli nodi si fondano su alcune **tracce di impostazione comune** che riguardano nello specifico:

- la **definizione di un rinnovato sistema di relazioni urbane**, volto al miglioramento delle connessioni a mobilità dolce, pedonali e ciclabili, sulla base di una rete di spazi pubblici rigenerati e, in alcuni casi, di ridisegno dell'assetto stradale per una maggiore percezione di continuità e una migliore definizione degli invasi spaziali (soprattutto nei contesti storici la cui identità e vivibilità è spesso "minacciata" dalle infrastrutture stradali);

- l'**innesto di elementi architettonici** attentamente posizionati e calibrati nei contesti stratificati in cui si inseriscono, che possano essere caratterizzanti per la definizione di spazi urbani di nuova generazione, in particolare attraverso la modulazione di un sistema puntuale di coperture/pensiline, localizzate in posizioni strategiche dal punto di vista dei flussi urbani, sotto le quali si alternano volumi opachi e trasparenti, che contengono spazi di accesso, di sosta, di soglia, nonché i sistemi di risalita alle stazioni ipogee;

- una particolare attenzione alla **creazione di spazi verdi intesi come oasi urbane** all'interno di contesti molto costruiti, considerate non solo dal punto di vista botanico-agronomico, ma anche dal punto di vista dell'**architettura del paesaggio** (morfologia e masse vegetazionali, altezze, ritmo e rapporto pieni/vuoti, luce/ombra, cromie), così come alla **scelta di materiali e di rivestimenti capaci rapportarsi e di dialogare con la consistenza materica delle preesistenze**;

- l'intersezione con i **progetti in corso**, in particolare quelli in atto a Carlo III "PFTE - Valorizzazione e rigenerazione urbana del Real Albergo dei Poveri a Napoli e dell'ambito urbano di piazza Carlo III, via Foria, piazza Cavour" e il progetto della Stazione della Linea 1 in prossimità di Piazza Di Vittorio, favorendo la continuità tra le soluzioni ove possibile, attraverso un **approccio integrato**.

Dal punto di vista architettonico è stato messo a punto un **modello altamente flessibile**, capace cioè di **adattarsi alle condizioni contestuali** e alle caratteristiche relative ai tipologici dei pozzi di stazione. Alla luce di tali combinazioni, si evidenziano differenti casistiche anche nelle configurazioni degli spazi di atrio, generalmente posti al livello subito inferiore alla quota stradale, dove vi sono diversi gradi di continuità spaziale e di accessibilità al pubblico. Il sistema architettonico si compone di alcune **invarianti**, elementi di continuità pensati come **innesti riconoscibili** lungo la nuova linea di movimento:

- le **coperture** con il sistema puntuale di sostegno fitto e dilatato in maniera alternata;

- il **piano orizzontale dello scavo** che mette in connessione le quote della città;

- la **trama di vegetazione**, la cui morfologia e massa presenta **differenti gradi di intensità** a seconda delle **condizioni contestuali** e i dati i caratteri identitari dei **luoghi storici consolidati** in cui si inserisce;

- i **volumi** leggeri che generano un sistema di pieni e vuoti sotto i piani orizzontali delle coperture ed entrano in dialogo con le cortine costruite.

Di seguito sono riportate le proposte progettuali che si basano sull'approccio metodologico descritto, distinte per le singole stazioni.

Mandataria

Mandanti

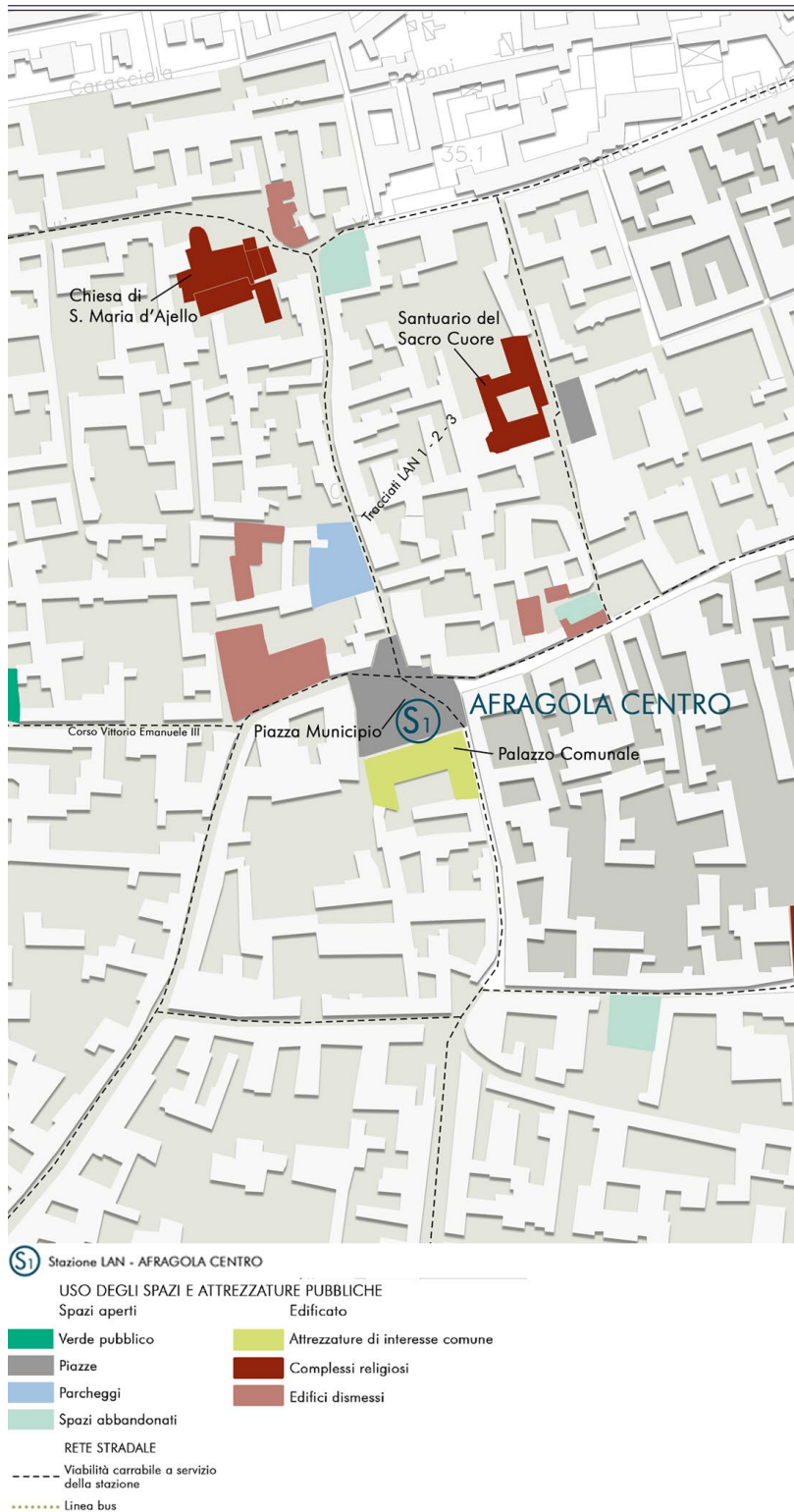
2.2 Stazione Afragola Centro

Il nodo urbano in questione è una porzione del centro storico del comune di Afragola. Una fitta trama di isolati, che si innestano lungo le direttrici principali di sviluppo urbano, caratterizza la morfologia del tessuto edilizio di antico impianto. Quest'ultimo, facendo parte di quella corona di insediamenti agricoli che cinge la città di Napoli, si caratterizza per la presenza di antichi casali spesso in condizioni di degrado e abbandono.

Alcuni edifici storici abbandonati e la cospicua presenza di complessi religiosi caratterizzano il nodo. In esso si evidenzia la carenza di attrezzature pubbliche, quasi totalmente assenti. Piazza Municipio e il palazzo comunale sono la principale centralità urbana presente nell'area.

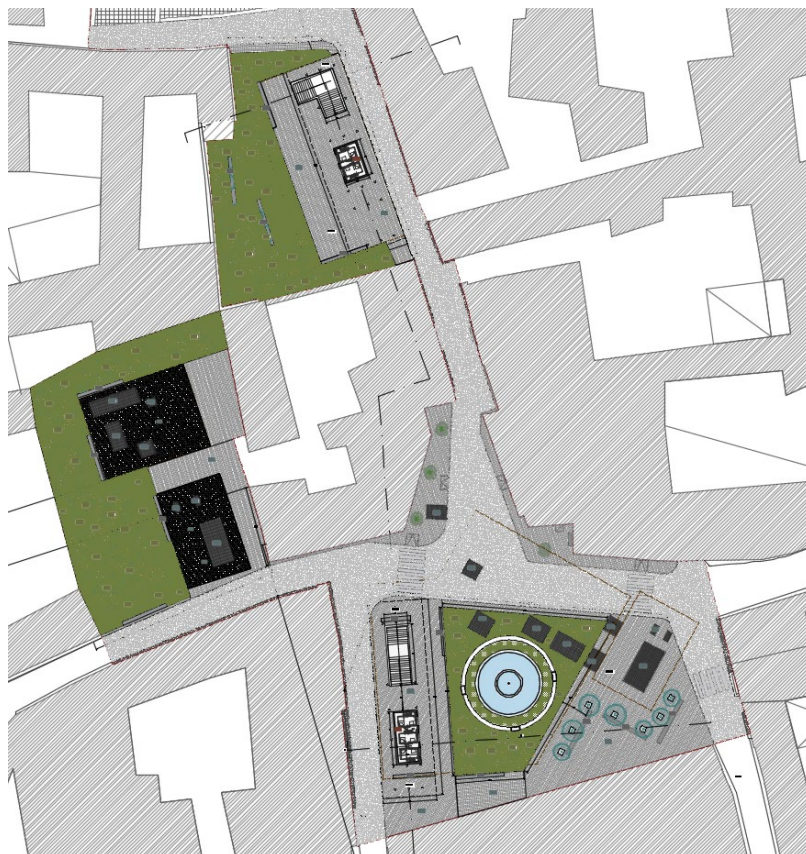


Stato attuale dei luoghi. Afragola Centro



Mappa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

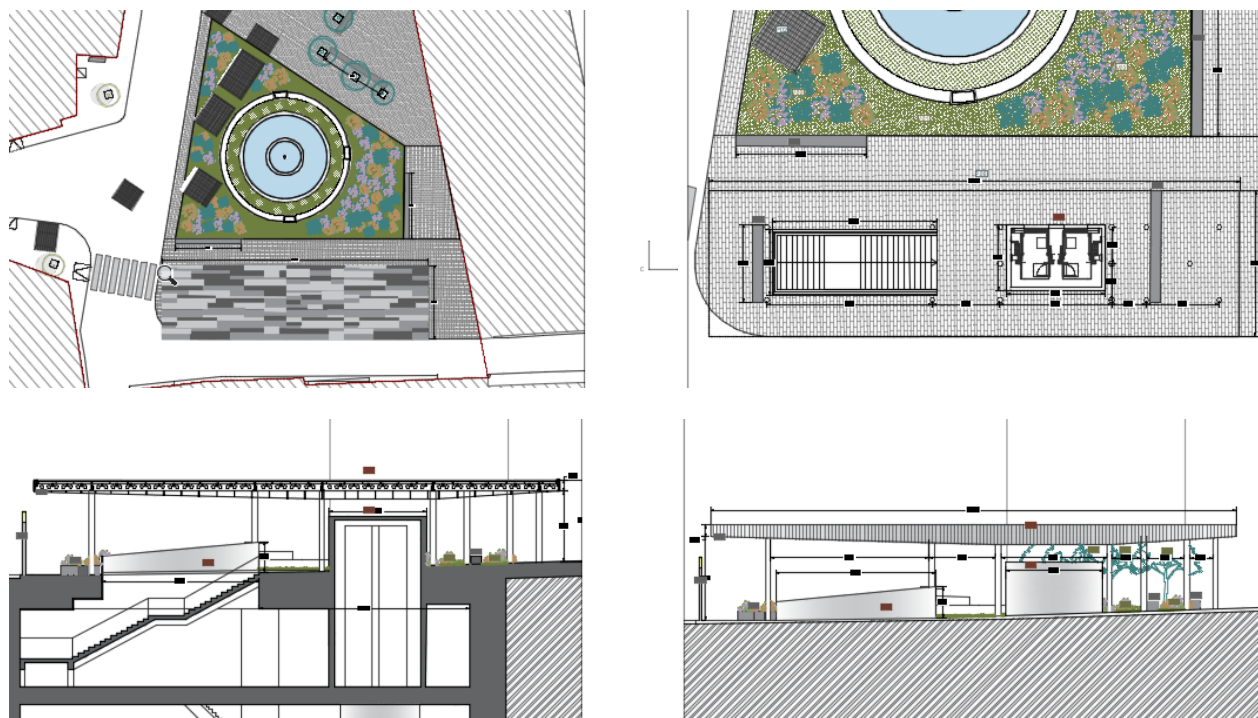
A partire dallo studio di inserimento urbano e paesaggistico in relazione alle alternative di progetto e al fine di coinvolgere la piazza in un nuovo disegno e in una nuova rete di connessioni, si è scelto di collocare nel suo invaso uno dei due elementi di ingresso/uscita alla stazione LAN Afragola Centro, seppur di dimensioni ridotte e con una particolare attenzione all'impatto architettonico. In aggiunta, è stata individuata un'altra area poco distante, attualmente utilizzata a parcheggio ma piuttosto marginale, dove attuare un'azione di riqualificazione urbana strategica di spazio pubblico, in cui l'elemento di riconoscibilità spaziale è proprio l'accesso alla stazione.



Afragola Centro. Planimetria generale e sezione di progetto

Partendo dall'invaso di Piazza Municipio, l'ipotesi progettuale prevede di collocare l'uscita della stazione sul bordo ovest della piazza in modo da razionalizzare i flussi e non pregiudicare la spazialità davanti al municipio. Il fronte est è ridisegnato da un nuovo sistema di sedute che generano un nuovo

spazio di aggregazione. La fontana, che sarà rimossa durante i lavori di scavo del pozzo di stazione, viene integrata nel nuovo disegno e ricollocata in posizione baricentrica. Intorno ad essa è prevista la realizzazione di un'area a verde che funge da filtro tra i due settori della piazza con differente vocazione. Nella ex area a parcheggio più a nord è collocata la seconda uscita. Gli alti muri ciechi perimetrali esistenti cingono uno spazio aperto solo su due bordi adiacenti alla strada. La copertura, posta parallelamente all'asse stradale, insieme al sistema puntuale dei pilastri e a quello di risalita verticale, crea una nuova soglia che fa da filtro tra la strada e una nuova oasi urbana, un *hortus conclusus* dalla vegetazione fitta nel cuore del centro di Afragola. Le nuove due coperture, oltre a ridefinire i due nuove bordi urbani interattivi, generano anche due grandi spazi urbani coperti, due ripari, spazi di aggregazione pensati anche per lo stare e non solo per il passaggio dei flussi.



Afragola Centro. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline



Afragola Centro. Vista di progetto

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto di intervenire in continuità con le pavimentazioni esistenti, utilizzando dei rivestimenti in lastre di pietra lavica. Per quanto riguarda le griglie di areazione, le botole delle scale di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la massima integrazione possibile con la geometria delle pavimentazioni di progetto.

La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del "suolo", concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo. Gli elementi di illuminazione e di arredo sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

P101009-LTF-MIA-LAN-MS12-DR-Y-0001	P02	Stazione Afragola Centro - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS12-DR-Y-0002	P02	Stazione Afragola Centro - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezione [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS12-DR-Y-0003	P02	Stazione Afragola Centro - Planimetria e sezione di progetto [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS12-DR-Y-0004	P02	Stazione Afragola Centro - Planimetria di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS12-DR-Y-0005	P01	Stazione Afragola Centro - Sezioni di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS12-DR-Y-0006	P01	Stazione Afragola Centro - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 1/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS12-DR-Y-0007	P01	Stazione Afragola Centro - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 2/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS12-DR-Y-0008	P01	Stazione Afragola Centro - Fotoinserimenti

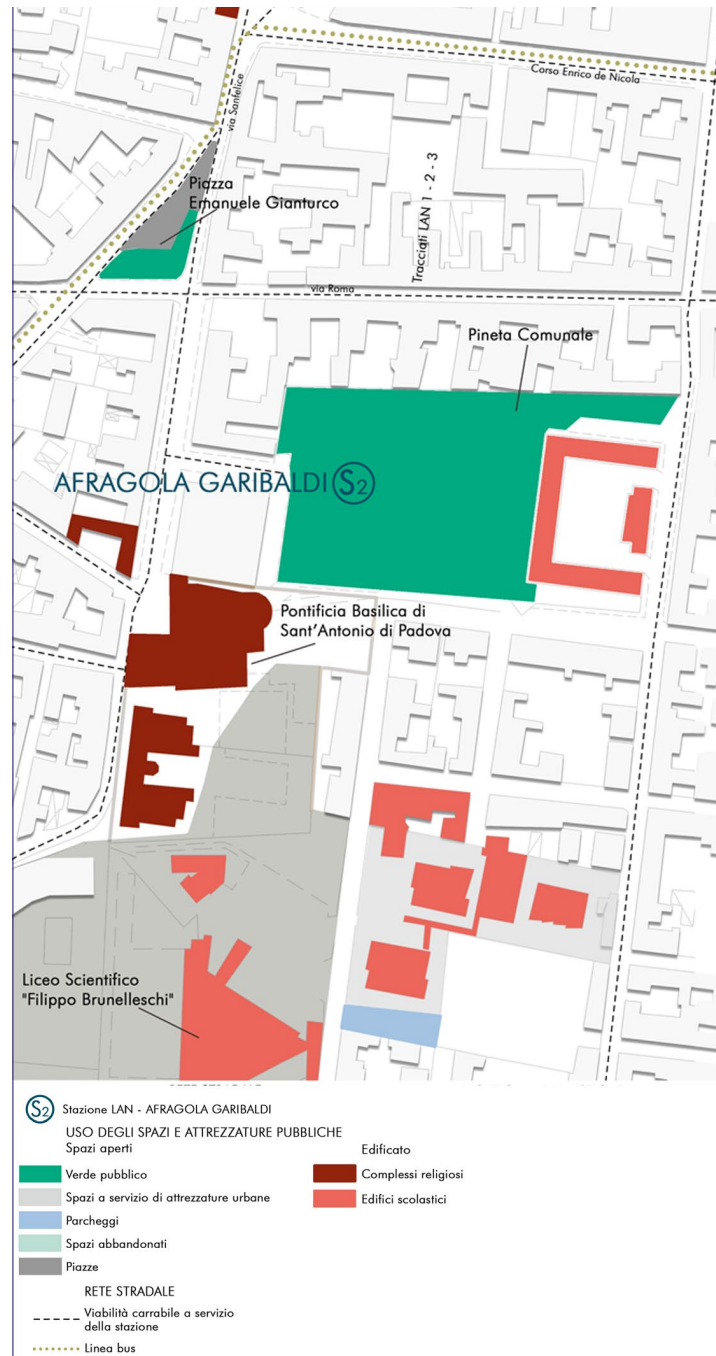
2.3 Stazione Afragola Garibaldi

Il nodo è situato in prossimità di Corso Garibaldi. L'asse viario definisce una direttrice insediativa su cui insiste un tessuto edilizio compatto e consolidato. Il corso segna l'estensione dei confini territoriali verso Casoria ed i comuni limitrofi, avvenuta nella seconda metà dell'Ottocento. Ancora oggi si presenta come un'arteria viabilistica importante, molto trafficata, caratterizzata dalla presenza di numerose piccole attività commerciali.



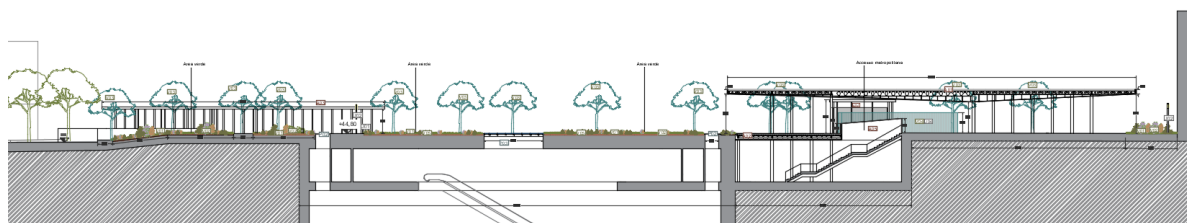
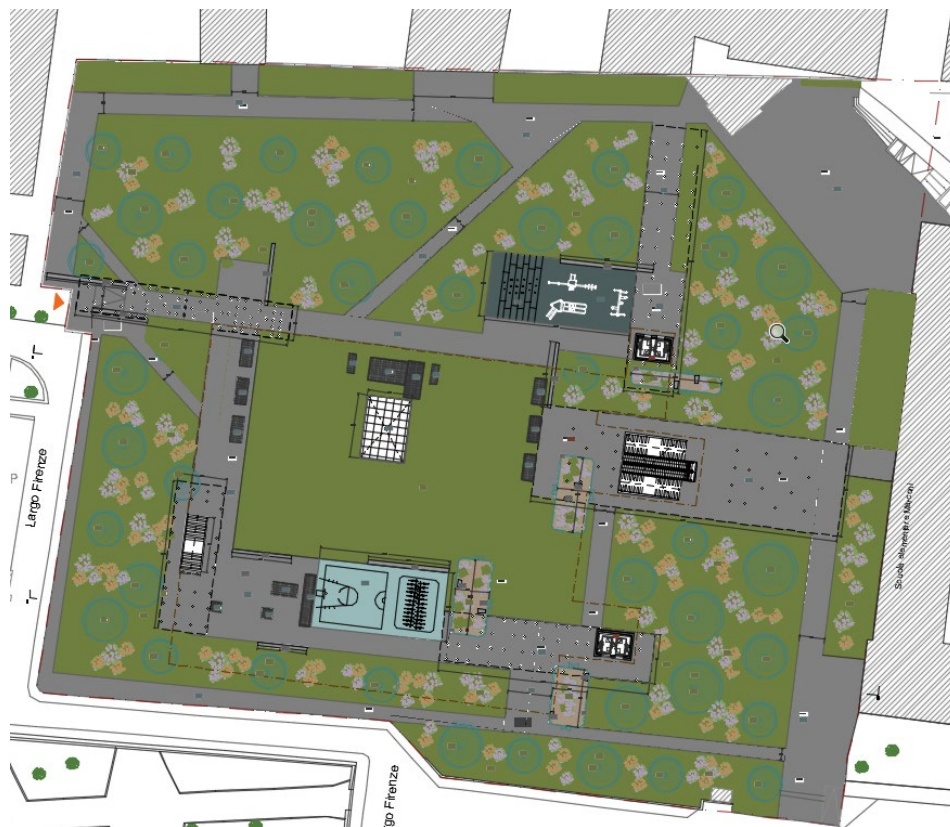
Stato attuale dei luoghi. Afragola Garibaldi

Il nodo presenta numerose attrezzature pubbliche: una scuola elementare, una scuola media, un liceo scientifico, la Pineta Comunale e alcuni rilevanti complessi religiosi. La maggior parte di queste attrezzature sono condensate nei pressi della Pineta Comunale. Quest'ultima, osservata in quest'ottica di relazioni urbane e superando la logica del parco pubblico come recinto chiuso e monofunzionale, può acquisire un nuovo peso nelle dinamiche del nodo. La Pineta risulta essere oggi un luogo molto frequentato dalla collettività, configurando un punto di riferimento per la collettività. Per tali ragioni questo nodo urbano si presenta come un caso esemplare in cui l'infrastruttura si interseca in maniera significativa con lo spazio pubblico e le dinamiche della città.



Mapa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

In continuità con tali riflessioni, si è scelto di collocare la stazione LAN proprio nella Pineta comunale, prevedendone un complessivo ridisegno e riqualificazione, aprendo così ad una possibile visione contemporanea della stessa che la veda maggiormente connessa alle aree limitrofe. Infatti, la prossimità al Corso Garibaldi, alle attrezzature pubbliche e a tutto il tessuto insediativo della parte sud del centro storico di Afragola, consentirebbe di incrementare notevolmente l'accessibilità del nodo, generando un nuovo sistema di relazioni a più scale.

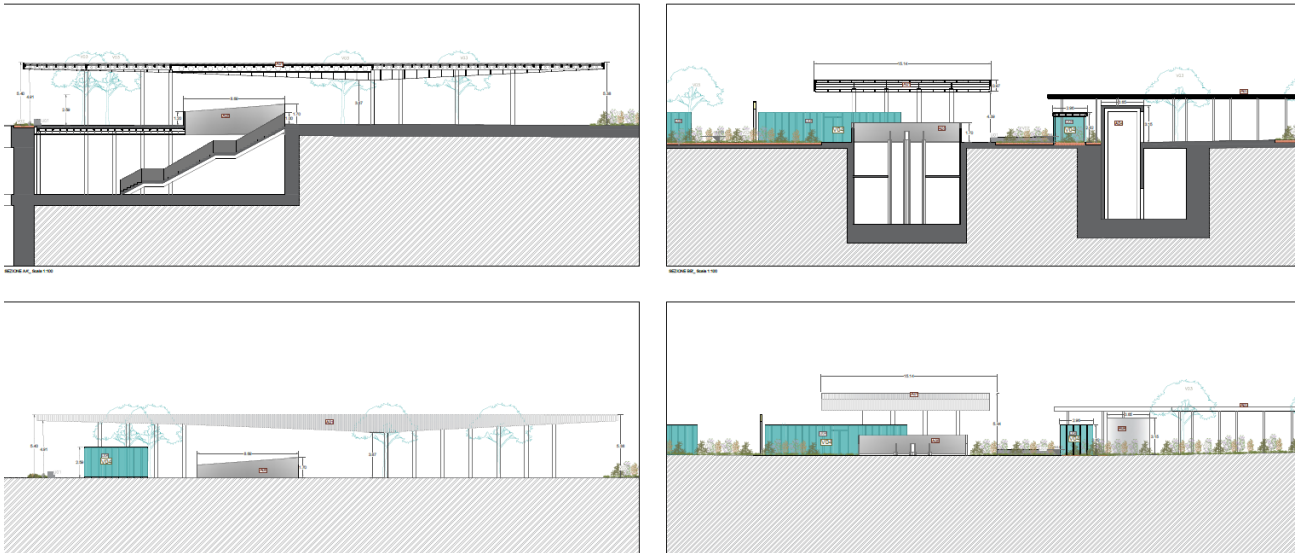


Afragola Garibaldi. Planimetria generale e sezione di progetto

In questo caso, nel nuovo disegno dello spazio aperto, gli elementi che compongono l'architettura della stazione sono pensati come degli innesti puntuali e calibrati dentro la trama strutturante il parco esistente. La dialettica sopra-sotto modulata dai dispositivi di connessione verticale agisce, da un lato confermando alcuni elementi del sistema preesistente, dall'altro determinando un nuovo equilibrio, soprattutto per quanto concerne i flussi, gli accessi e la relazione tra superfici verdi e pavimentate.

La piastra che segna l'area di scavo del pozzo determina una nuova centralità, immaginata come una radura nella fitta vegetazione del parco, capace di generare un moto, allo stesso tempo centrifugo e centripeto, che convoglia e direziona i flussi da e verso gli accessi. In quest'ottica le coperture assecondano le nuove dinamiche di movimento, modulandone e scandendone l'intensità e direzionalità. Il nuovo sistema di piani orizzontali, non si limita però ad accogliere i flussi provenienti dal sottosuolo, ma configura una nuova sequenza di spazi collettivi concatenati in cui sfuma il confine tra dinamiche infrastrutturali e dinamiche urbane. La presenza di spazi playground e spazi per lo sport integra la funzione del parco, aprendolo a nuovi possibili usi. Sotto i solai delle coperture e tra gli esili

pilastrini che la sostengono sono infatti collocate delle serre che declinano proprio il tema dell'intersezione tra infrastruttura e spazio pubblico. Esse sono pensate come naturale evoluzione di un parco che si libera del suo recinto e si apre alle dinamiche della città contemporanea.



Afragola Garibaldi. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline



Afragola Garibaldi. Vista di progetto

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto, data la stretta relazione tra gli elementi architettonici e quelli naturali, di utilizzare un calcestruzzo di tipo drenante ove possibile. Nei casi in cui il piano di calpestio alla quota del parco coincideva con l'estradosso del solaio della stazione si è utilizzato un calcestruzzo per esterni rinforzato con fibre polimeriche, per dare continuità ai percorsi e gli spazi sotto le pensiline. Per le aree gioco e sportive si è scelto di utilizzare una pavimentazione antitrauma in gomma riciclata con differenti colorazioni. Per quanto riguarda le griglie di areazione, le botole delle

scaie di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la massima integrazione possibile il sistema morfologico di progetto. La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del "suolo", concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo. Gli elementi di illuminazione e di arredo come le rastrelliere per biciclette, le recinzioni di sicurezza dei playground sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

P101009-LTF-MIA-LAN-MS11-DR-Y-0001	P02	Stazione Afragola Garibaldi - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS11-DR-Y-0002	P02	Stazione Afragola Garibaldi - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezione [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS11-DR-Y-0003	P02	Stazione Afragola Garibaldi - Planimetria e sezione di progetto [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS11-DR-Y-0004	P04	Stazione Afragola Garibaldi - Planimetria di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS11-DR-Y-0005	P01	Stazione Afragola Garibaldi - Sezioni di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS11-DR-Y-0006	P01	Stazione Afragola Garibaldi - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 1/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS11-DR-Y-0007	P01	Stazione Afragola Garibaldi - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 2/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS11-DR-Y-0008	P01	Stazione Afragola Garibaldi - Fotoinserimenti

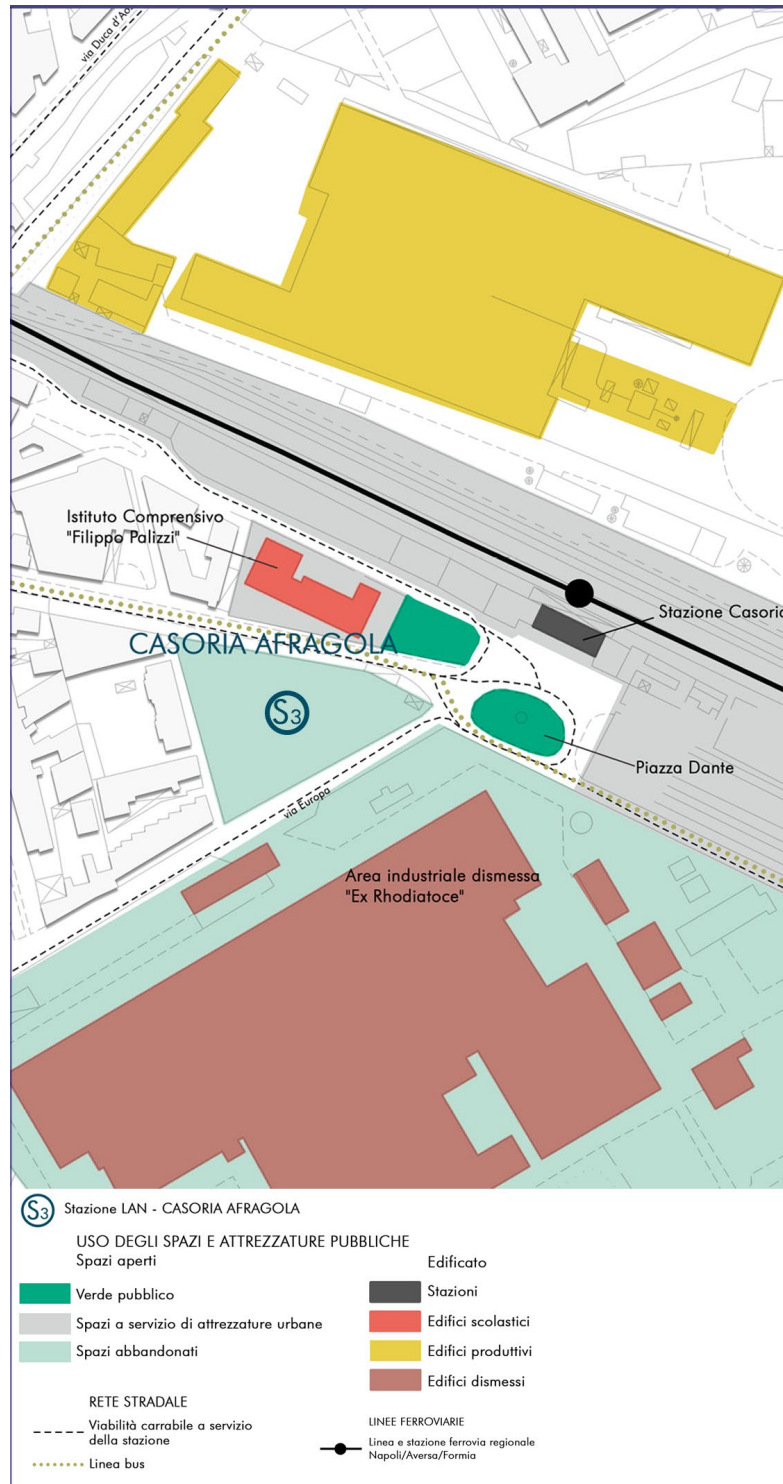
2.4 Stazione Casoria-Afragola

Elemento baricentrico e di fondamentale importanza per il nodo urbano di Casoria Afragola è la stazione esistente Casoria-Afragola della rete RFI. Localizzata ai margini dell'abitato di Casoria, si relaziona fortemente con alcuni luoghi in stato di abbandono ed una grande area agricola che separa il comune di Casoria da quello di Afragola.



Stato attuale dei luoghi. Casoria Afragola

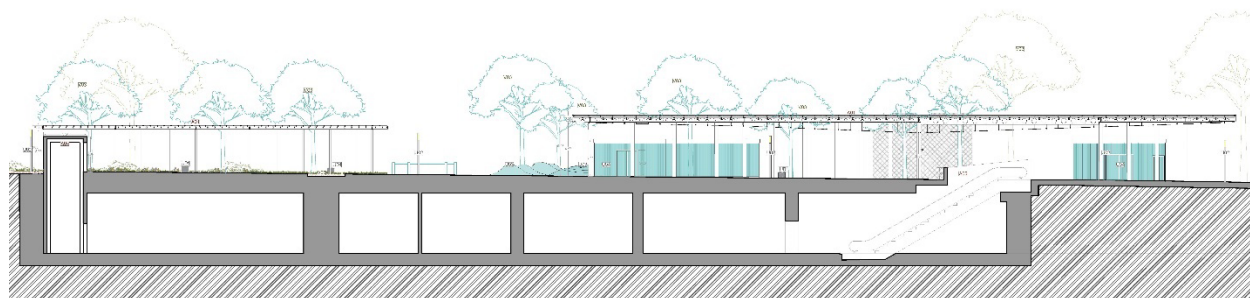
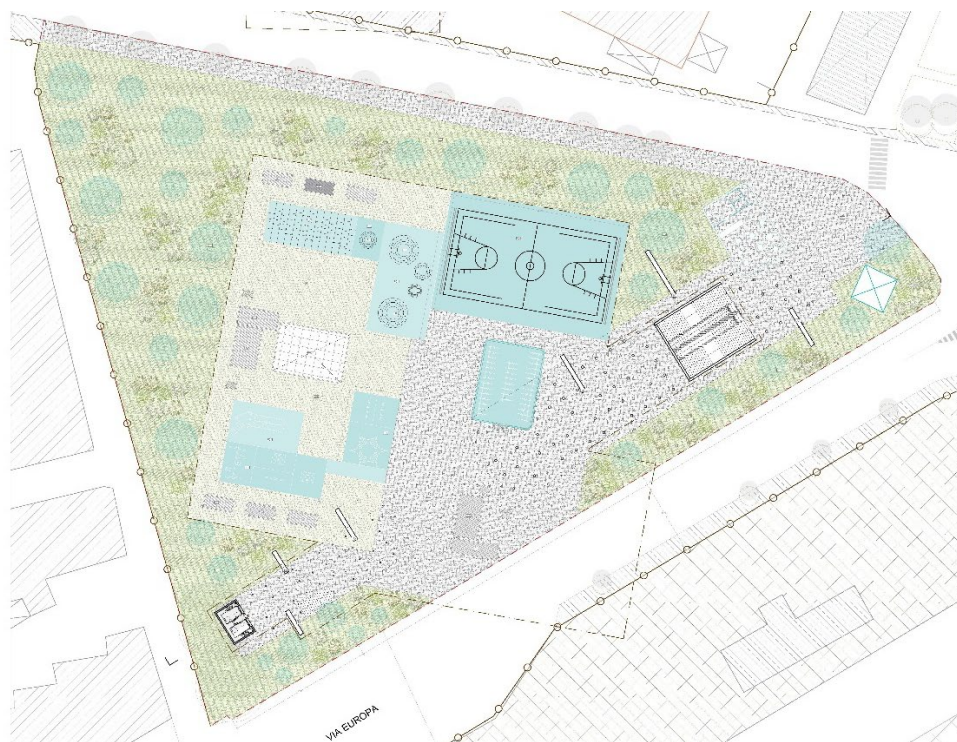
L'area di progetto, tra la stazione esistente della RFI e l'area industriale dismessa ex Rhodiatoce, è un lotto in disuso che presenta grandi potenzialità, da un lato, per il ruolo di interscambio modale con la vicina infrastruttura esistente, dall'altro, in prospettiva di una trasformazione urbana dell'intera area che coinvolga anche l'area industriale dismessa.



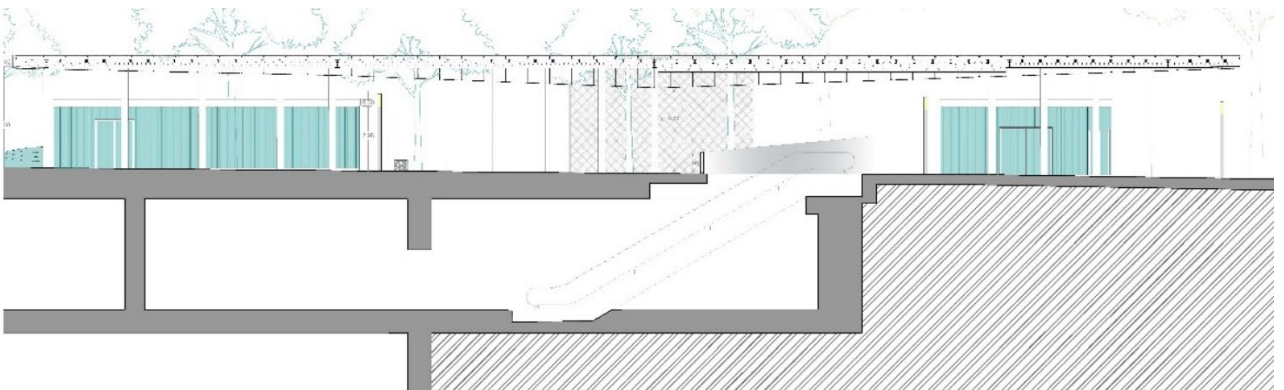
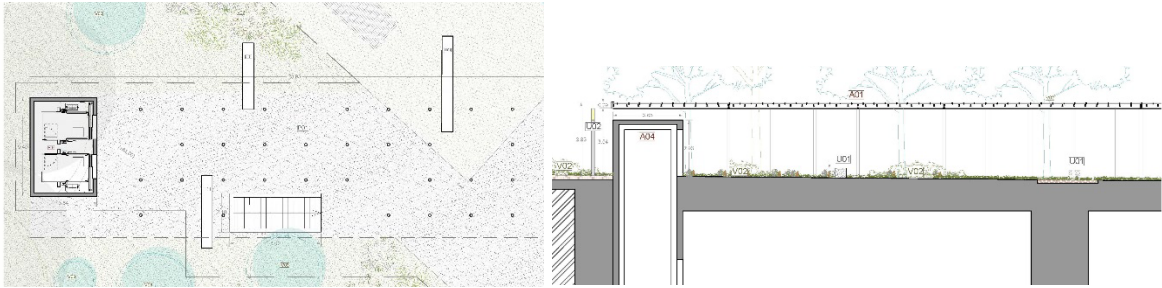
Mapa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

L'architettura e gli spazi aperti di Casoria Afragola sono organizzanti nell'ottica di creare una "cerniera urbana", un nodo di connessione tra la stazione ferroviaria adiacente, il vicino Istituto Comprensivo Statale "Filippo Palizzi", e l'area dismessa dell'ex Rhodiatocce.

In questo caso gli innesti, che partono sempre dal nuovo sistema infrastrutturale, determinano un processo di "rinaturalizzazione" di un'area in stato di abbandono e degrado, il cui suolo risulta totalmente impermeabilizzato. Le due coperture sono poste in sequenza e in asse in modo da segnare chiaramente i due nuovi grandi accessi all'area. Quest'ultima accoglie delle zone playground collocate sul piano orizzontale dell'area di scavo, il quale è trattato quindi come un innesto su cui trovano posto attrezzature collettive aperte alla città. Intorno ai playground e alle coperture la vegetazione si infittisce, densificando i margini dell'area. Sotto la copertura che accoglie i flussi di risalita dalle scale mobili slittano due volumi: il primo ospita un bar e il secondo un bike sharing inserito per rafforzare gli interscambi modali, con la vicina stazione e con le altre forme di mobilità.



Afragola Garibaldi. Planimetria generale e sezione di progetto



Casoria Afragola. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline



Casoria Afragola. Vista di progetto

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto, data la stretta relazione tra gli elementi architettonici e quelli naturali, di utilizzare un calcestruzzo di tipo drenante ove possibile. Nei casi in cui il piano di

calpestio alla quota del parco coincideva con l'estradosso del solaio della stazione si è utilizzato un calcestruzzo per esterni rinforzato con fibre polimeriche, per dare continuità ai percorsi e gli spazi sotto le pensiline. Per le aree gioco e sportive si è scelto di utilizzare una pavimentazione antitrauma in gomma riciclata con differenti colorazioni. Per quanto riguarda le griglie di areazione, le botole delle scale di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la massima integrazione possibile con il sistema morfologico di progetto. La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del "suolo", concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo. Gli elementi di illuminazione e di arredo come le rastrelliere per biciclette, le recinzioni di sicurezza dei playground sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

P101009-LTF-MIA-LAN-MS10-DR-Y-0001	P02	Stazione Casoria Afragola - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS10-DR-Y-0002	P02	Stazione Casoria Afragola - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezione [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS10-DR-Y-0003	P02	Stazione Casoria Afragola - Planimetria e sezione di progetto [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS10-DR-Y-0004	P02	Stazione Casoria Afragola - Planimetria di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS10-DR-Y-0005	P01	Stazione Casoria Afragola - Sezioni di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS10-DR-Y-0006	P01	Stazione Casoria Afragola - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 1/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS10-DR-Y-0007	P01	Stazione Casoria Afragola - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 2/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS10-DR-Y-0008	P01	Stazione Casoria Afragola - Fotoinserimenti

2.5 Stazione Casoria Centro

In analogia con quello di Afragola, il tessuto edilizio del centro storico di Casoria si innesta lungo delle direttrici insediative che convergono verso la piazza centrale (Piazza Domenico Cirillo). Il rapporto pieno-vuoto degli isolati, anche se fortemente alterato, rimanda al principio tipologico della corte o del cortile. Quasi scomparso è invece il rapporto a scala territoriale tra nucleo storico e campagna. Un rapporto che si presuppone essere stato di compenetrazione, con la porosità delle corti con giardini e frutteti. Una porosità che permane oggi non come dato morfologico generale e precisamente individuabile, ma che tuttavia è ancora possibile rintracciare come fenomeno residuale e frammentato. Una caratteristica peculiare del territorio di Casoria, come si evince dal nodo in questione, è il rapporto tra il centro abitato e i complessi produttivi, attivi o dismessi. È altresì da evidenziare la carenza di attrezzature pubbliche, ad eccezione di qualche edificio scolastico.



Stato attuale dei luoghi. Casoria Centro



S4 Stazione LAN - CASORIA CENTRO



Mappa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

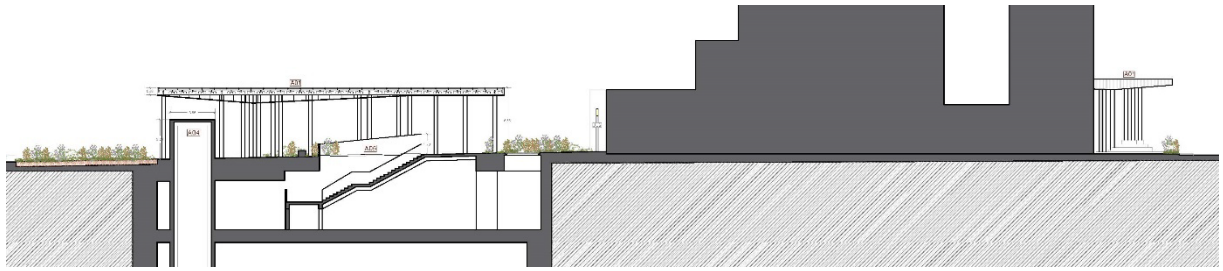
La centralità urbana principale è Piazza Domenico Cirillo, nella quale si è scelto di collocare la stazione Casoria Centro, ridefinendo i rapporti e le relazioni anche con Piazza Santa Croce, ma soprattutto caratterizzando il margine orientale della piazza con l'inserimento del nuovo elemento architettonico e, nello stesso tempo, valorizzando lo spazio aperto in adiacenza alla Chiesa del Carmine. La copertura asseconda la giacitura dell'area di scavo. Tale nuova giacitura innesca un processo di ridisegno e un nuovo equilibrio delle parti in gioco, riorganizzando i flussi che attraversano l'invaso. La nuova copertura, che accoglie il sistema di risalita verticale, si innesta infatti come una nuova polarità, un nuovo centro più denso, intorno a cui gravitano le zolle di vegetazione e un nuovo volume a bar, che poi via via si dirada verso i bordi lasciati liberi. Molto importante è il ruolo della componente vegetale. Uno degli obiettivi del progetto è infatti quello di provare a farsi espressione di una forma di contaminazione tra il tipo della piazza e il tipo del giardino pubblico.

La copertura dell'uscita su Piazza Santa Croce riprende la giacitura di via Cavour, con l'obiettivo di stabilire precise relazioni con l'invaso di Piazza Domenico Cirillo. Lo spazio coperto sotto la pensilina, oltre ad accogliere i flussi della nuova linea di movimento, configura uno spazio coperto, un riparto collettivo collocato in posizione baricentrica tra tre importanti edifici pubblici: la Casa della Cultura e dell'Arte, risultato del restauro e adeguamento del vecchio municipio in corso; la Chiesa di Santa Maria del Carmine con la sua cripta ipogea; il nuovo municipio.

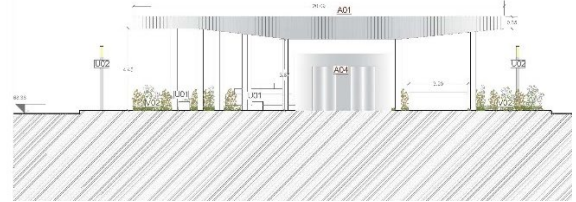
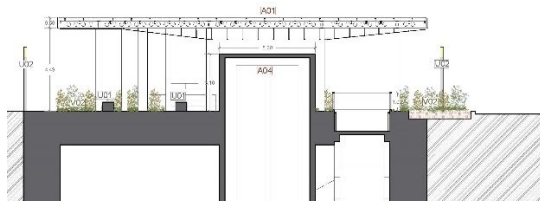
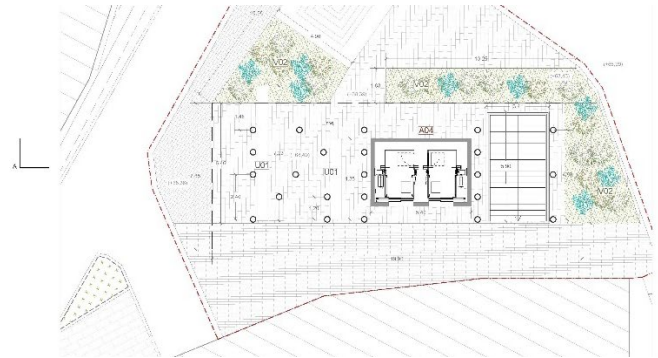


Mandataria

Mandanti



Casoria Centro. Planimetria generale e sezione di progetto



Casoria Centro. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline



Casoria Centro. Vista di progetto

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto di intervenire in continuità con le pavimentazioni esistenti, utilizzando dei rivestimenti in lastre di pietra lavica. Per quanto riguarda le griglie di areazione, le botole delle scale di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la massima integrazione possibile con la geometria delle pavimentazioni e le sistemazioni a verde di progetto.

La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del "suolo", concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo. Gli elementi di illuminazione e di arredo sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

P101009-LTF-MIA-LAN-MS09-DR-Y-0001	P02	Stazione Casoria Centro - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS09-DR-Y-0002	P02	Stazione Casoria Centro - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezione [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS09-DR-Y-0003	P02	Stazione Casoria Centro - Planimetria e sezione di progetto [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS09-DR-Y-0004	P02	Stazione Casoria Centro - Planimetria di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS09-DR-Y-0005	P01	Stazione Casoria Centro - Sezioni di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS09-DR-Y-0006	P01	Stazione Casoria Centro - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 1/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS09-DR-Y-0007	P01	Stazione Casoria Centro - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 2/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS09-DR-Y-0008	P01	Stazione Casoria Centro - Fotoinserimenti

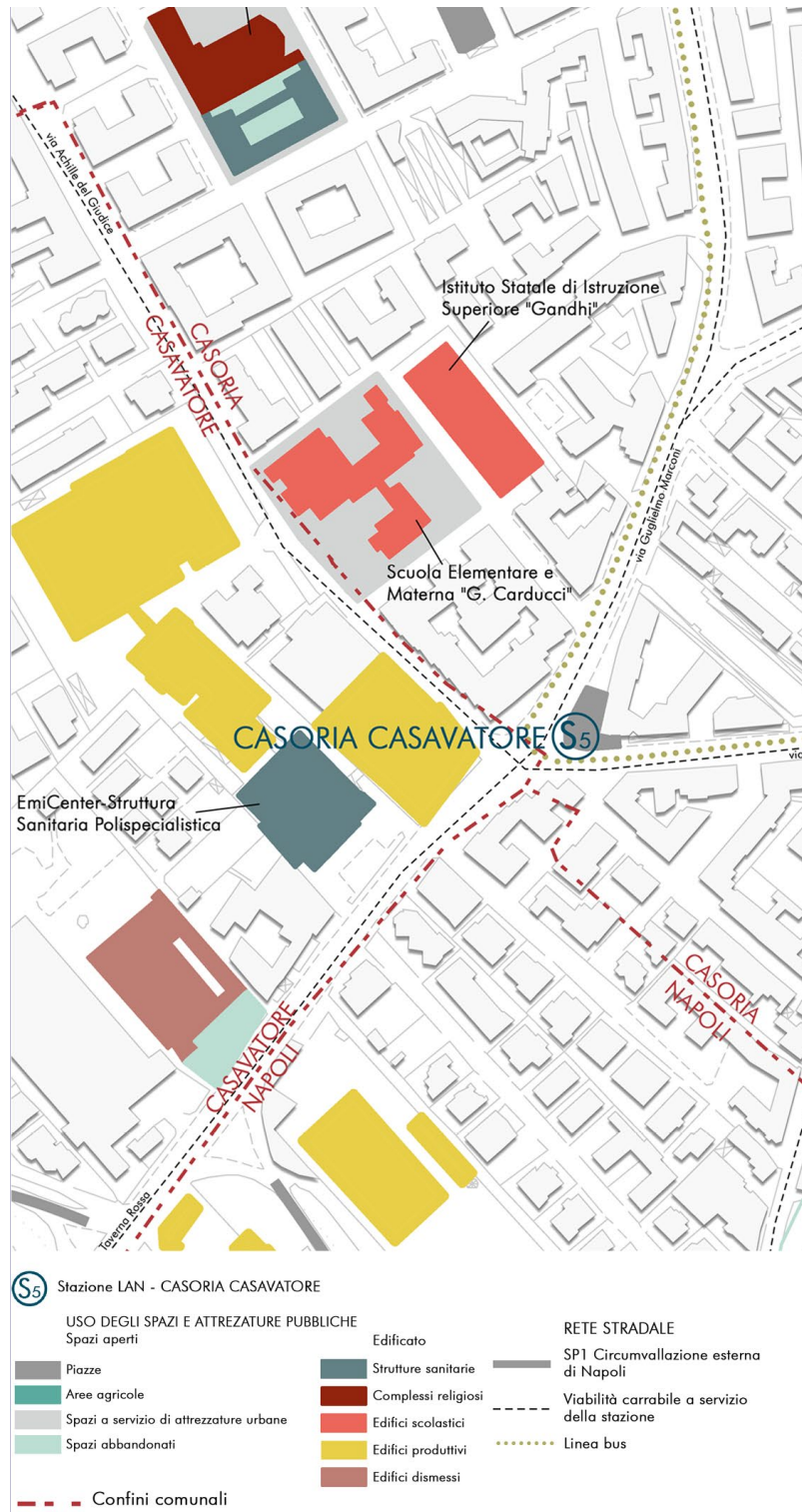
2.6 Stazione Casoria-Casavatore

Il nodo Casoria-Casavatore si trova in prossimità dei confini che dividono il territorio comunale di Casoria da quello di Casavatore, non lontano dal quartiere di San Pietro a Patierno di Napoli. Dal punto di vista morfologico, l'area presenta i caratteri di uno spazio di limite tra condizione urbane differenti. Sono presenti una serie di strutture produttive, degli spazi e degli edifici abbandonati, alcuni complessi scolastici, che insieme frammentano e interrompono la continuità degli isolati residenziali.



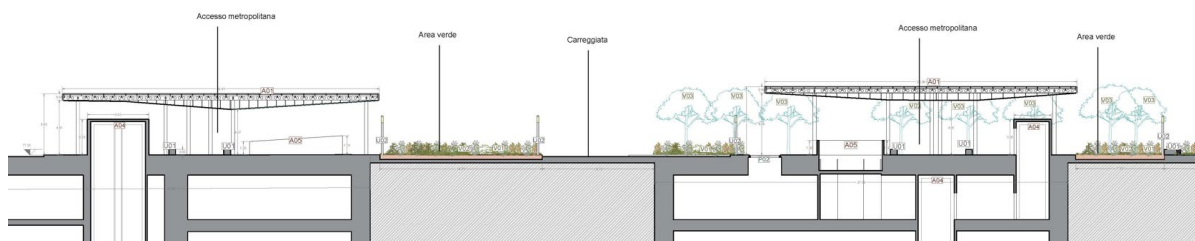
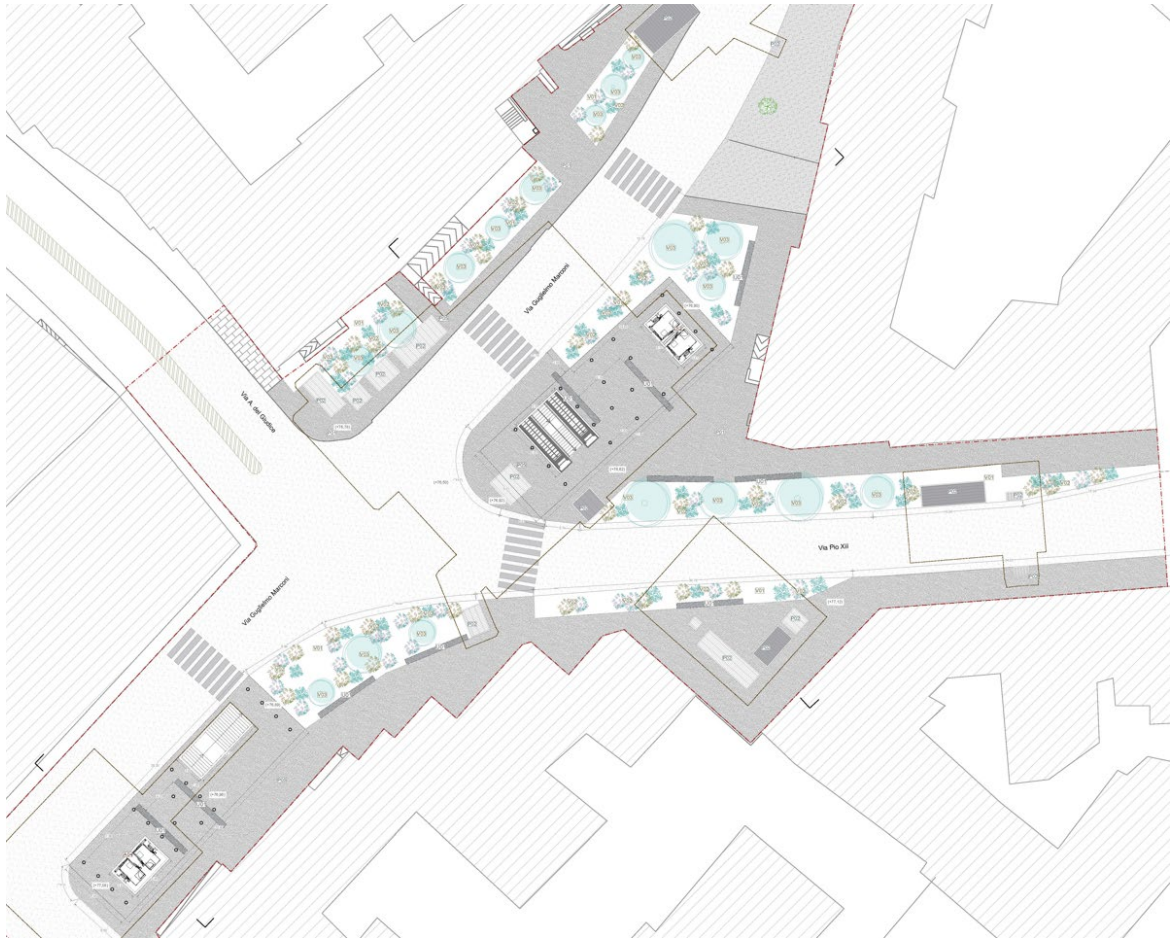
Stato attuale dei luoghi. Casoria-Casavatore

La stazione LAN è localizzata su via Guglielmo Marconi, nel territorio comunale di Casoria, in prossimità dei confini comunali, in uno spazio di risulta tra le direttrici carrabili e le giaciture dell'edificato, in cui attualmente sono presenti degli elementi di arredo urbano e del verde a funzione ornamentale. La localizzazione così individuata ridefinisce i caratteri ed i rapporti di questo spazio con il resto del sistema urbano attraverso i nuovi elementi della stazione e attraverso un ridisegno generale degli spazi pedonali al fine di conferire maggiore importanza e qualità allo spazio pubblico.

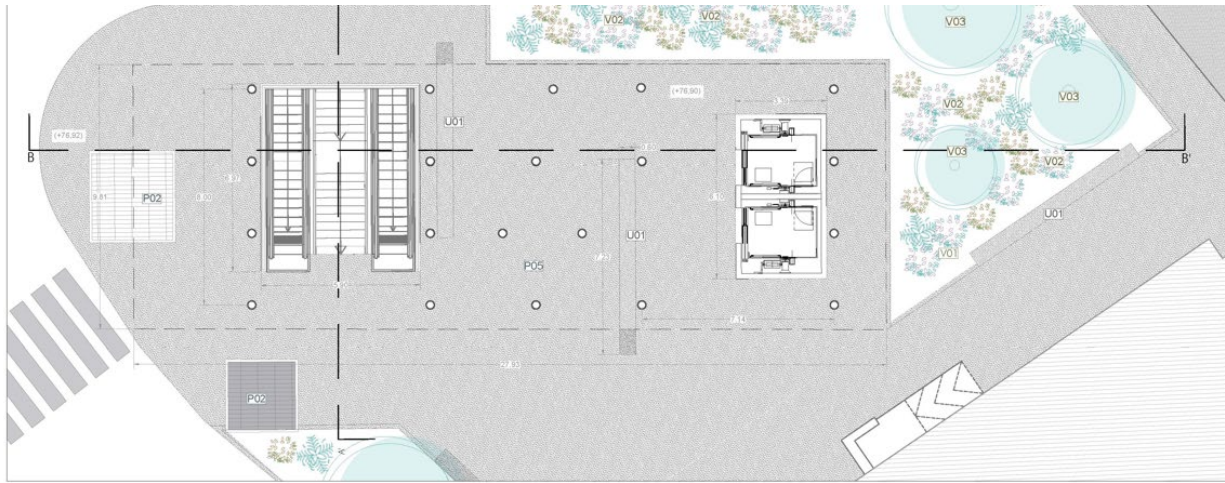


Mapa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

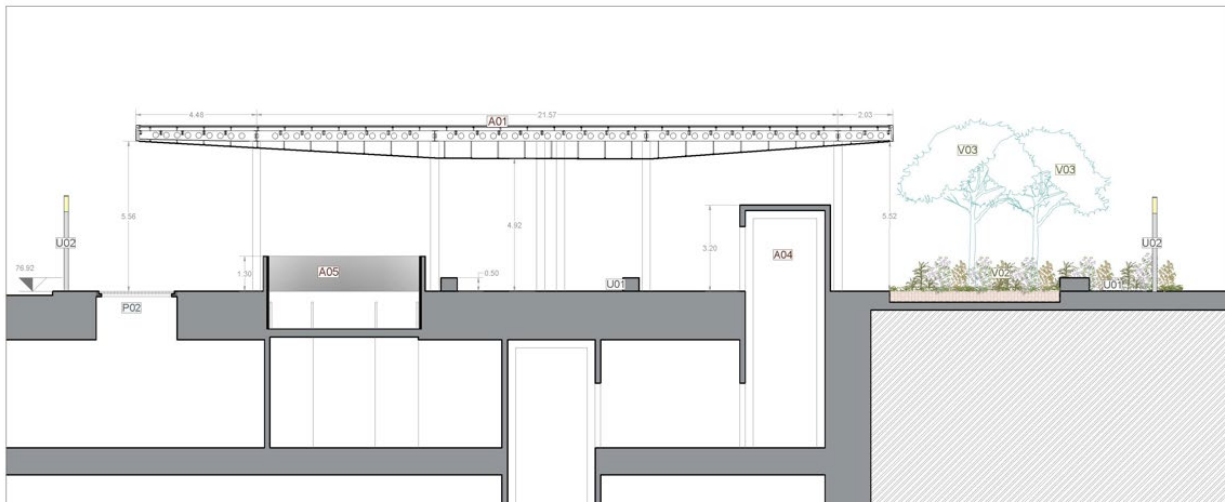
La nuova stazione diventa l'occasione per ridefinire questo margine urbano. La prima azione progettuale consiste nella dilatazione dell'area pedonale attraverso l'ottimizzazione della sezione stradale carrabile e dei flussi veicolari in prossimità dell'incrocio. Il nuovo bordo, ricalibrato attraverso l'innesto della nuova copertura, riesce in tal modo ad accogliere i flussi pedonali alle varie quote e ad inglobare le connessioni verticali. L'uscita lungo via Marconi è posta parallelamente all'asse stradale in modo da interferire il meno possibile con la cortina edilizia adiacente.



Casoria Casavatore. Planimetria generale e sezione di progetto



PIANTA QUOTA STRADA_Scala 1:100



Casoria-Casavatore. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline



Casoria-Casavatore. Vista di progetto

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto, data la stretta relazione tra gli elementi architettonici e quelli naturali, di utilizzare un calcestruzzo di tipo drenante ove possibile. Nei casi in cui il piano di calpestio alla quota del parco coincideva con l'estradosso del solaio della stazione si è utilizzato un calcestruzzo per esterni rinforzato con fibre polimeriche, per dare continuità ai percorsi e gli spazi sotto le pensiline. Per quanto riguarda le griglie di areazione, le botole delle scale di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la massima integrazione possibile il sistema morfologico di progetto.

La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del "suolo", concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo. Gli elementi di illuminazione e di arredo come sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

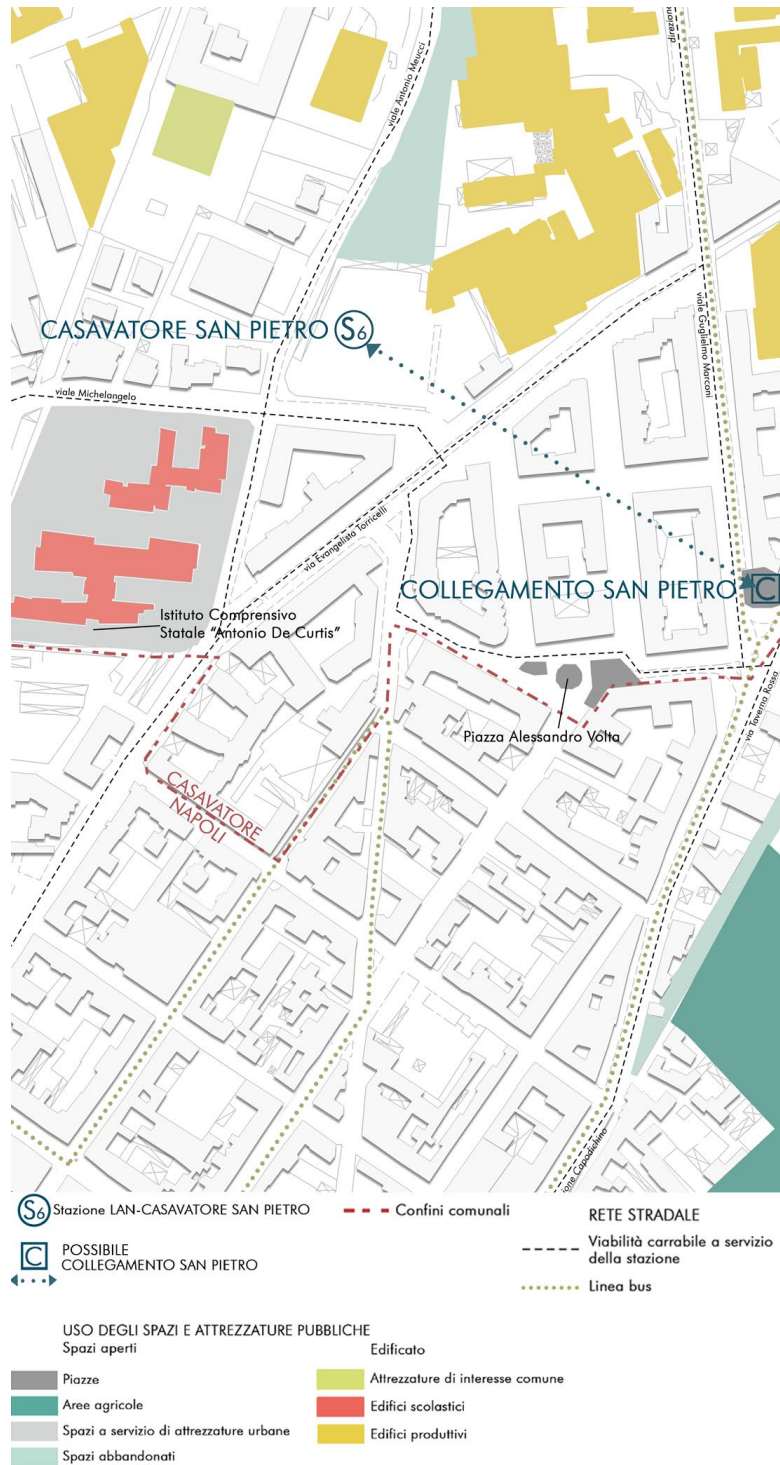
P101009-LTF-MIA-LAN-MS08-DR-Y-0001	P02	Stazione Casoria Casavatore - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS08-DR-Y-0002	P02	Stazione Casoria Casavatore - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezione [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS08-DR-Y-0003	P02	Stazione Casoria Casavatore - Planimetria e sezione di progetto [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS08-DR-Y-0004	P02	Stazione Casoria Casavatore - Planimetria di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS08-DR-Y-0005	P01	Stazione Casoria Casavatore - Sezioni di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS08-DR-Y-0006	P01	Stazione Casoria Casavatore - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 1/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS08-DR-Y-0007	P01	Stazione Casoria Casavatore - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 2/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS08-DR-Y-0008	P01	Stazione Casoria Casavatore - Fotoinserimenti

2.7 Stazione Casavatore San Pietro

Il nodo Casavatore San Pietro si trova in prossimità dei confini che dividono il territorio comunale di Napoli da quello di Casavatore. Gli isolati a blocco che compongono il tessuto residenziale del quartiere Secondigliano ed i bordi sfrangiati dell'edificato di San Pietro a Patierno si relazionano con i recinti delle strutture produttive del comune di Casavatore. Le uniche attrezzature esistenti sono alcuni edifici scolastici di vario ordine e grado. Lo spazio aperto è segnato dalla presenza di alcune aree agricole ed alcuni grandi spazi abbandonati. La stazione LAN è localizzata all'interno del perimetro di pertinenza di una struttura produttiva, in adiacenza al Parco Pietro Petrucci su via Antonio Meucci.



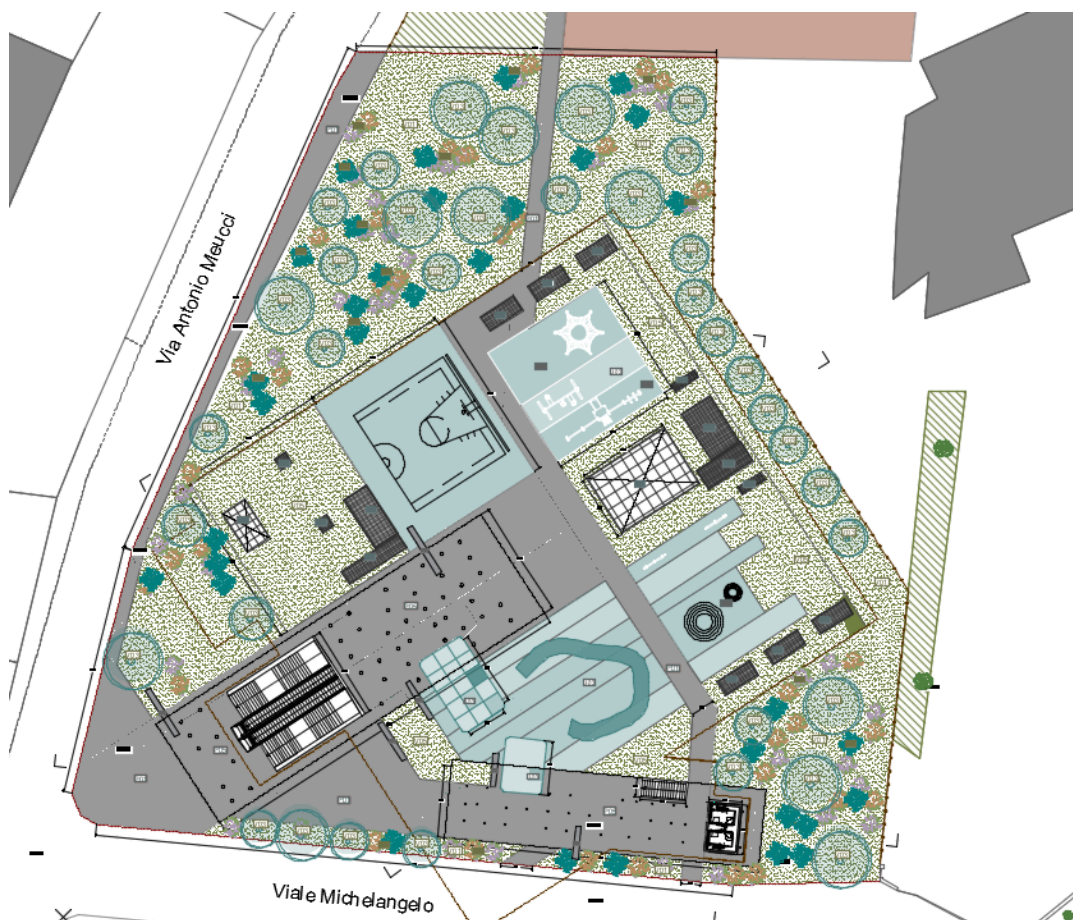
Stato attuale dei luoghi. Casavatore San Pietro



Mappa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

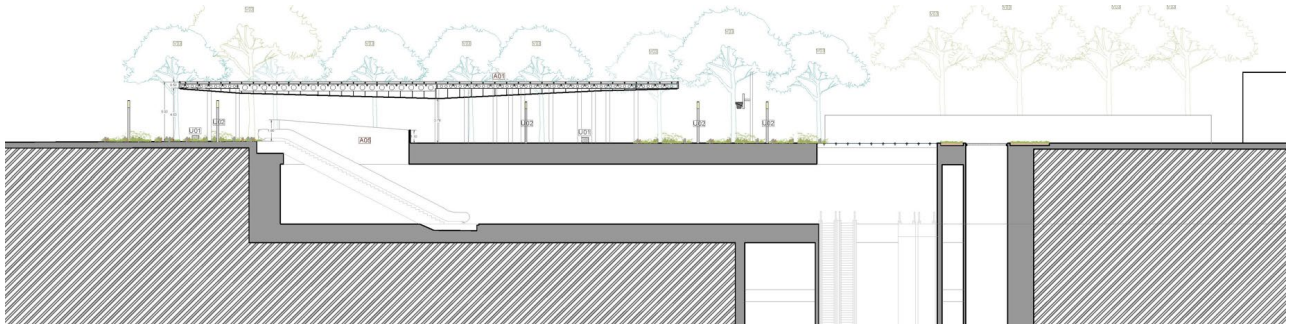
Lo spazio urbano di progetto così individuato si configura come un'estensione del parco esistente, che ingloba al suo interno il sistema architettonico della stazione e che, assieme al ridisegno dello spazio pedonale, definisce completamente un nuovo margine del complesso produttivo in contrapposizione all'attuale condizione di recinto intercluso. In aggiunta, si localizza un ulteriore elemento di accesso/uscita (da verificare nelle fasi successive di sviluppo) all'atrio in prossimità dell'incrocio tra viale Guglielmo Marconi e viale Evangelista Torricelli, nell'ottica che, ridisegnando la connessione stradale, possa essere riattivato anche lo spazio a verde lineare attualmente in stato di abbandono lungo viale Torricelli.

Il nuovo parco estende e prolunga i campetti presenti in quello esistente, configurando, insieme ai playground e agli spazi gioco, una nuova attrezzatura per lo sport e il benessere aperta alla città. I nuovi spazi per il gioco e lo sport collocati sul solaio di copertura del pozzo di stazione, ne rafforzano il segno rendendo il piano riconoscibile e identificandolo chiaramente come elemento di progetto. Le due coperture segnano invece i due accessi al nuovo parco configurando due ampi spazi pubblici coperti. La trama di pilastri fitta e svuotata in alcuni punti, definisce una sequenza di spazi più piccoli e raccolti, "interni urbani" pensati come punti di sosta tra i flussi di movimento. Le due coperture sono collocate rispettivamente, una sul bordo e la seconda riprende una diagonale del lotto configurando un grande sistema di ingresso, oltre che alla stazione anche al nuovo parco. L'idea dello spazio intercluso è completamente superata attraverso l'abbattimento del recinto che attualmente recinge l'area.

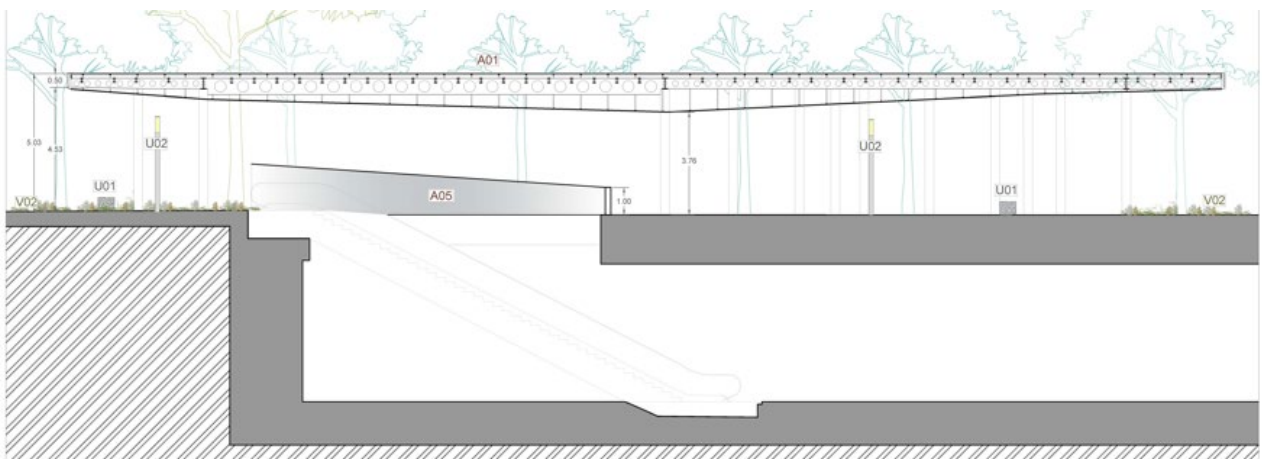


Mandataria

Mandanti



Casavatore San Pietro. Planimetria generale e sezione di progetto



Casavatore San Pietro. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline



Casavatore San Pietro. Vista di progetto

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto, data la stretta relazione tra gli elementi architettonici e quelli naturali, di utilizzare un calcestruzzo di tipo drenante ove possibile. Nei casi in cui il piano di calpestio alla quota del parco coincideva con l'estradosso del solaio della stazione si è utilizzato un calcestruzzo per esterni rinforzato con fibre polimeriche, per dare continuità ai percorsi e gli spazi sotto le pensiline. Per le aree gioco e sportive si è scelto di utilizzare una pavimentazione antitrauma in gomma riciclata con differenti colorazioni. Per quanto riguarda le griglie di areazione, le botole delle scale di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la massima integrazione possibile con il sistema morfologico di progetto. La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del "suolo", concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo. Gli elementi di illuminazione e di arredo come le rastrelliere per biciclette, le recinzioni di sicurezza dei playground sono in metallo preveniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

P101009-LTF-MIA-LAN-MS07-DR-Y-0001	P02	Stazione Casavatore San Pietro - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS07-DR-Y-0002	P02	Stazione Casavatore San Pietro - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezione [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS07-DR-Y-0003	P02	Stazione Casavatore San Pietro - Planimetria e sezione di progetto [1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS07-DR-Y-0004	P02	Stazione Casavatore San Pietro - Planimetria di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS07-DR-Y-0005	P01	Stazione Casavatore San Pietro - Sezioni di progetto [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS07-DR-Y-0006	P01	Stazione Casavatore San Pietro - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 1/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS07-DR-Y-0007	P01	Stazione Casavatore San Pietro - Planimetrie di progetto, sezioni e prospetti. Stralci 2/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS07-DR-Y-0008	P01	Stazione Casavatore San Pietro - Fotoinserimenti

2.8 Stazione Di Vittorio

L'unico dei beni culturali interessato direttamente dall'intervento di progetto della nuova infrastruttura è "La Rotonda di Capodichino" vincolato con Decreto L. 364/1909 art. 5, in data 19/09/1909. Per tale area le azioni di progetto, supportate da un'analisi storico critica sulle diverse fasi di trasformazione della Rotonda di Capodichino e sulle sue caratteristiche morfologiche e percettive, come si vedrà nei successivi capitoli della relazione, sono orientate alla integrazione e alla valorizzazione del sistema circolare centripeto della rotonda storica con gli elementi architettonici del nuovo sistema infrastrutturale.

2.8.1 Piazza Giuseppe Di Vittorio. Analisi diacronica delle diverse fasi di formazione e stratificazione

Piazza Giuseppe Di Vittorio sorge intorno alla seconda metà del 1800 nell' area di Capodichino. Si può evincere dalla Carta del Littorale di Napoli di Rizzi Zannoni come, nel 1793, la presenza di un piccolo slargo posto tra un agglomerato di edifici; mentre dalla Pianta topografia dell'interno territorio della città di Napoli e dei suoi trentatré casali di Luigi Marchese si può notare che lo slargo va a configurarsi come un nodo di intersezioni tra direttrici di attraversamento, accogliendo la nuova arteria via Campo di Marte (oggi viale Comandante Umberto Maddalena) proveniente da sud-est, la quale collegava l' area di Capo di Chino a Poggioreale.



Carta del Littorale di Napoli, Rizzi Zannoni (1793)



Pianta topografica dell'intero territorio della città di Napoli e dei suoi trentatè casali, Luigi Marchese (1802)

Lo slargo di Capodichino fu successivamente denominato Piazza Di Vittorio, nel periodo in cui questo luogo assunse una notevole importanza per la città, ovvero quando fu costruito tra il 1826 e il 1830 il Muro Finanziere. Quest'ultimo, visibile all'interno della *Nuovissima Carta della Città di Napoli*, è stato realizzato per volere di re Ferdinando I, il quale incaricò Stefano Gasse, tra i principali architetti e urbanisti napoletani della prima metà dell'800, di erigere l'importante struttura doganale. Completamente realizzato con blocchi di tufo, il Muro Finanziere aveva un'altezza di circa 3 metri e la larghezza di un metro. Il punto di partenza era nella zona est di Napoli, coincidente precisamente con l'attuale via Ponte della Maddalena, mentre lo sviluppo si estendeva fino a via Ponte dei Granili, nella zona oggi compresa tra Gianturco e San Giovanni a Teduccio. Il suo tracciato proseguiva poi verso nord, nella zona di Poggioreale e di Santa Maria del Pianto fino a raggiungere Capodichino. Lungo il suo percorso furono edificate una serie di postazioni per guardie doganali per la riscossione del dazio. Di queste, solo un edificio risulta conservato in buono stato ed uno è proprio quello di Capodichino situato nell'attuale Piazza Di Vittorio, oggi sede del comando della Polizia Municipale. Quest'ultima destinazione d'uso ha permesso una completa ristrutturazione dell'edificio, del quale sono ben visibili le quattro colonne in stile ionico.

La piazza è definita da 8 obelischi in piperno fatti costruire nel 1848 al fine di accrescere il carattere monumentale della barriera daziaria, ritenuta la più importante per la vicinanza alla strada che conduceva a Roma e a Caserta.



Tavola Schiavoni (1887)

Originariamente, il Dazio di Capodichino comprendeva una seconda struttura in stile neogreco, detta "La Rotonda", realizzata dall'architetto Giuliano De Fazio, visibile nella fotografia di Piazza Capodichino. Si presentava in forma circolare con colonne in stile dorico e una cupola, ma è stata demolita nel 1927, per favorire il passaggio delle linee tranviarie che attraversavano corso Secondigliano. In generale, l'avvento del fascismo ed il suo piano di ampliamento dei confini cittadini sia ad est (verso l'area vesuviana) che ad ovest (verso l'area flegrea), comportò la demolizione di gran parte del Muro Finanziere superstite.

Un ulteriore elemento di definizione a nord della Piazza Di Vittorio, risulta la Chiesa dell'Immacolata, edificata nel 1856, commissionata da Ferdinando II di Borbone su richiesta dei fedeli della zona, i quali da tempo lamentavano di non avere a loro disposizione un luogo di culto facilmente raggiungibile.



Piazza Capodichino (anni '30)

Al centro della piazza, proprio lì dove sorgeva "La Rotonda" demolita all'inizio novecento, nel 1952 è stato eretto un nono obelisco, il quale si differenzia dagli altri per imponenza e per materiale. Questo elemento centrale è costruito in travertino, generando anche una differenza cromatica con gli obelischi circostanti. Esso è stato eretto come cippo commemorativo delle vittime civili e militari (oltre che dei dispersi) della seconda guerra mondiale.

Di fondamentale importanza nell'evoluzione storico-morfologica di questo nodo, risulta l'area dove oggi sorge l'aeroporto Capodichino. Nel 1910, sull'allora Campo di Marte, un ampio territorio pianeggiante già impiegato in epoca borbonica come luogo per addestramenti ed esibizioni militari, iniziano le prime esibizioni di velivoli. Dopo il bombardamento di Napoli nella notte tra il 10 e l'11 marzo 1918, si decise l'ampiamiento del campo di volo, cosicché nel 1919 aprì un'aerostazione civile per 17 aerei di linea di varie compagnie aeree. A partire dal 1950, l'aeroporto di Capodichino funziona solo per il traffico civile e da quella data inizia un continuo sviluppo dello scalo, culminato nel 1995.



Piazza Di Vittorio (anni '60)

Altra tappa storica importante nella sequenza di trasformazioni urbane che ha investito la piazza è la costruzione di una nuova infrastruttura. L'asse perimetrale Melito-Scampia, posta come una sopraelevata sulla Piazza di Vittorio, risulta parte di un progetto che inizia alla fine degli anni settanta come collegamento della periferia nord di Napoli. La strada fu inaugurata a tratti: il primo fu quello tra lo svincolo della Circumvallazione Esterna di Napoli e l'Asse mediano nel tratto del comune di Melito; successivamente, negli anni duemila, fu aperto il tratto tra Piscinola e la circumvallazione esterna di Napoli unendo direttamente il centro con la periferia e l'hinterland nord; un terzo tratto è stato aperto nel 2006 tra Piscinola e via Udalrico Masoni raggiungendo la complessiva lunghezza di circa 8 km, mentre l'ultimo tratto che termina in viale comandante Umberto Maddalena, in prossimità dell'aeroporto, è stato aperto al transito dei veicoli il 20 maggio 2011 in direzione Scampia ed infine il 21 dicembre 2011 anche in direzione Capodichino.



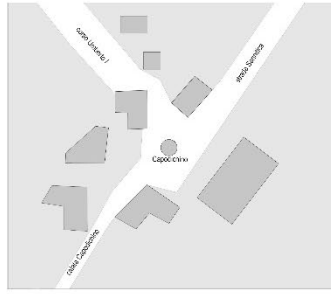
Piazza Di Vittorio. L'asse perimetrale Melito-Scampia

Mandataria

Mandanti

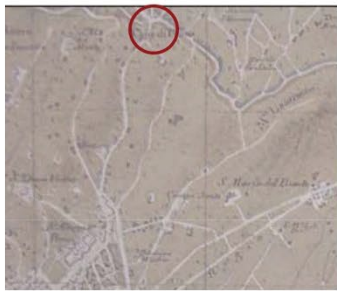


Carta di Littorale di Napoli, Pizzi Zannoni, 1793

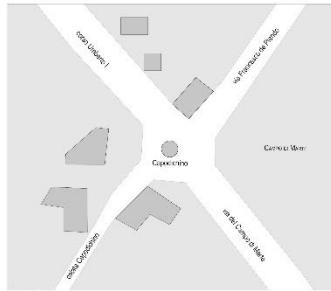


Fine XVIII secolo

L'area di Capodichino si configura come un piccolo slargo posto tra un agglomerato di edifici.



Pianta topografica dell'interno territorio della città di Napoli e dei suoi trentatré casali, Luigi Marchese, 1803



Inizio XIX secolo

L'apertura di una nuova direttrice verso sud-est attribuisce all'area di Capodichino un carattere di nodo della viabilità.

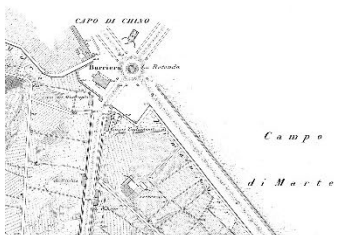
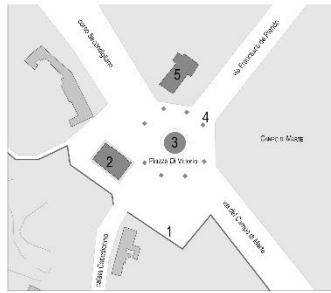


Tavola Schiavoni, Capodichino, Napoli, 1887



XIX secolo

1830_ Costruzione del Muro Finanziere (1) e dell'edificio per la riscossione dei dazi (2) e della "Rotonda" (3)

1848_ Costruzione di 8 Obelischi in piperno che definiscono la piazza (4)

1856_ Costruzione della Chiesa dell'Immacolata (5)



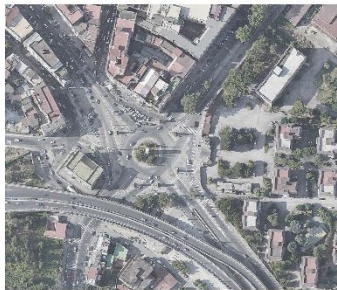
Carta geografica di Napoli, materiale dell'esercito britannico, 1943



XX secolo

1919_ Apertura aeroporto civile (6)

1952_ Costruzione Obelisco centrale in travertino sulle tracce della "Rotonda" (7)



Google maps, 2022



XXI secolo

2011_ Costruzione e apertura dell'Asse Perimetrale Melito-Scampia (8)

Analisi diacronica. Quadro sinottico di sintesi

Mandataria

Mandanti

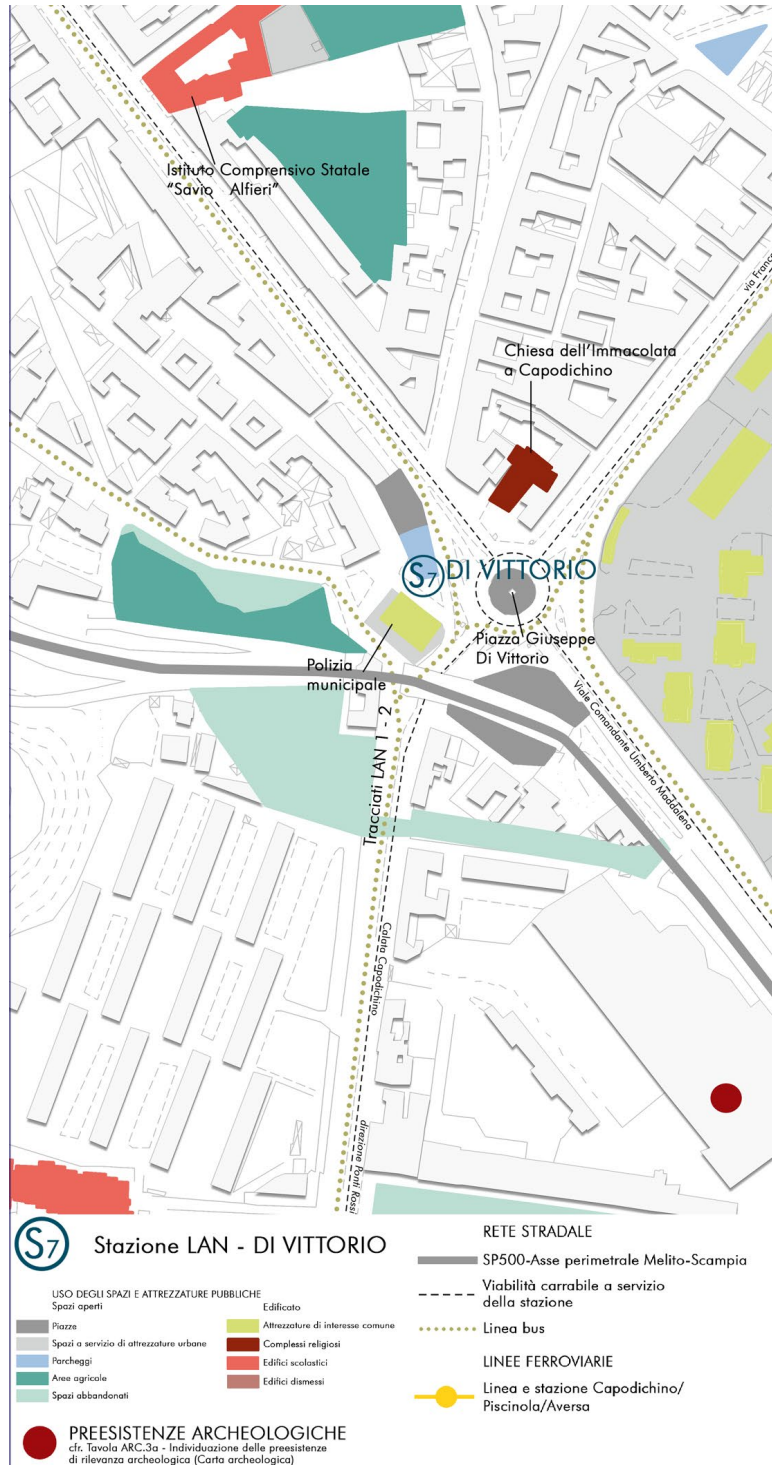
2.8.2 Piazza Giuseppe Di Vittorio. Rilievo dello stato attuale dei luoghi

Il nodo urbano di Piazza Di Vittorio può essere individuato come l'elemento di congiunzione tra l'Aeroporto Internazionale di Napoli e le propaggini orientali del sistema territoriale paesaggistico costituito dal Bosco di Capodimonte, dal Vallone di San Rocco verso il Parco delle Colline, i quartieri a nord di Napoli, e risulta strettamente connesso al grande complesso dell'ex Ospedale psichiatrico Leonardo Bianchi, attualmente in stato di totale abbandono.



Stato attuale dei luoghi. Di Vittorio

Di fondamentale importanza risulta la presenza dell'Aeroporto di Capodichino che costituisce una delle principali "porte" della città, localizzata nel quartiere di San Pietro a Patierno, al confine con i quartieri Poggioreale e a pochi passi dal quartiere San Carlo all'Arena, rispetto al quale può essere potenziata l'accessibilità urbana. Con riguardo agli assi viari, va detto che nella piazza si immettono quattro fondamentali arterie cittadine: calata Capodichino, corso Secondigliano (un tempo corso Umberto I), viale Comandante Umberto Maddalena (anticamente via del Campo di Marte) e via Francesco De Pinedo (un tempo l'inizio dell'antica strada Sannitica) oltre che la via Comunale vecchia di Miano. Infine risalta tra tutti l'asse perimetrale di Melito, che valica la piazza all'altezza dell'inizio di Calata Capodichino e va a terminare su corso Umberto Maddalena. La piazza stessa risulta essere particolarmente caotica per una carente gestione del traffico e della sosta dei veicoli. Ad oggi infatti è prevalentemente carrabile e non rappresenta di fatto un luogo di aggregazione sociale all'interno della città.



Mappa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

Nel complesso, lo stato attuale del nodo Di Vittorio/Aeroporto è di completa confusione viabilistica, essendo il punto di fuga di diverse importanti direttrici stradali. Pertanto, dal punto di vista progettuale, piazza Di Vittorio si configura come uno spazio cerniera in cui confluiscono differenti sistemi, di mobilità ed architettonici. I principali elementi che caratterizzano il sistema architettonico sono l'edificio ottocentesco dell'ex dogana di Stefano Gasse (oggi sede della polizia municipale), la chiesa dell'Immacolata a Capodichino e il viadotto dell'asse perimetrale Melito-Scampia. La piazza è inoltre adornata da 8 obelischi in piperno fatti costruire per accrescere il carattere monumentale della barriera daziaria, che era ritenuta la più importante per la vicinanza alla strada che conduceva a Roma e a Caserta. Al centro della piazza è stato poi sistemato un nono obelisco, più grande degli altri e di materiale diverso, in travertino, eretto nel 1952. Data l'estrema eterogeneità degli spazi che si innestano lunga la circonferenza della rotonda, i 9 obelischi risultano collocati in ambiti spaziali molto differenti, tanto che risulta molto difficile leggerli all'interno di un disegno unitario, ma, al contrario, appaiono come elementi puntuali isolati a autonomi.



Piazza Di Vittorio. Documentazione fotografica dello stato dei luoghi



Piazza Di Vittorio. Documentazione fotografica dello stato dei luoghi



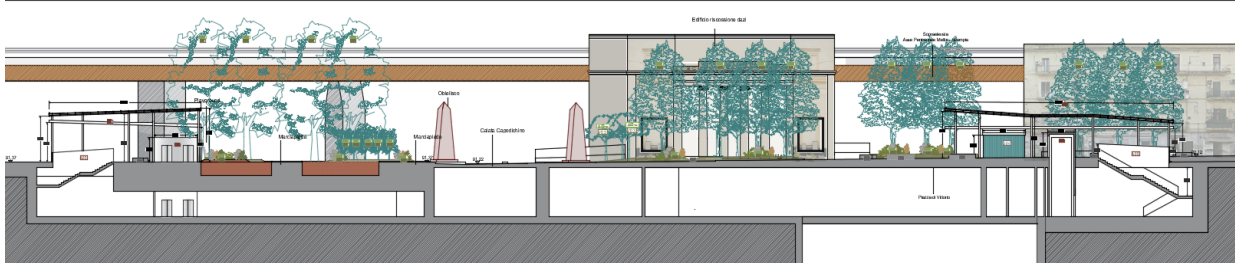
L'edificio ottocentesco dell'ex Dogana. Documentazione fotografica dello stato dei luoghi

Sono stati sviluppati degli elaborati grafici di rilievo dello stato di fatto *ante operam* degli spazi pubblici interessati dalla proposta di intervento con un'attenta rappresentazione in scala architettonica d'insieme e di dettaglio (foto, pianta, più sezioni trasversali e longitudinali significative quotate, comprensive degli edifici che delimitano tali spazi per un congruo intorno): P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0002/0005.

2.8.3 Il progetto della Stazione LAN Di Vittorio

Come è stato messo in evidenza nel capitolo precedente, lo stato attuale di piazza Di Vittorio è di completa confusione viabilistica, essendo il punto di incrocio di diverse importanti direttrici stradali. Risulta dunque di primaria importanza, dal punto di vista urbano, agire attraverso un'operazione di messa a sistema dei diversi elementi in gioco nella definizione di gerarchie di attraversamento e di fruizione dello spazio che possano determinare delle nuove occasioni di riqualificazione e di miglioramento della qualità urbana complessiva. Pertanto, dal punto di vista progettuale, piazza Di Vittorio si configura come uno **spazio cerniera** in cui confluiscono differenti sistemi, di mobilità ed architettonici, e per tali ragioni il vuoto della piazza definisce uno spazio di relazione tra essi che può essere adeguatamente riconfigurato. Ciò può avvenire soprattutto attraverso il ridisegno dei suoi margini. La riarticolazione dei margini consente di rileggere la **centralità della storica Rotonda di Capodichino attraverso un sistema centripeto e centrifugo di nuovi spazi pubblici e aree a verde**. Gli elementi architettonici della stazione contribuiscono nel nuovo sistema a dare di riconoscibilità agli elementi di pregio storico, architettonico e paesaggistico presenti in questo complesso ed eterogeneo invaso spaziale.

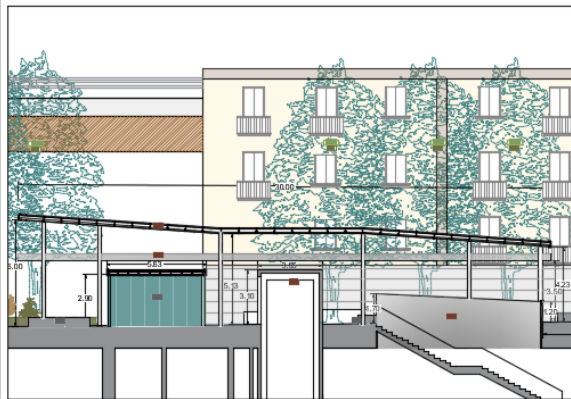
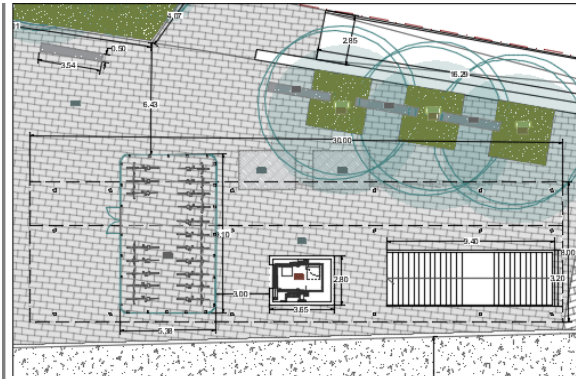


**Piazza Di Vittorio. Planimetria generale e sezione di progetto**

A partire da questi presupposti, la prima azione progettuale consiste nell'ottimizzazione dei flussi provenienti dalle quattro importanti direttrici, contestualmente alla pedonalizzazione dell'incrocio stradale disposto davanti edificio ex Dazio di Capodichino, oggi sede della polizia municipale. Tale azione consente di riconfigurare il bordo ovest della piazza con un ampio spazio pubblico attrezzato e in cui si colloca la prima uscita ospitata sotto la nuova copertura che assume il ruolo di testata della cortina edilizia su Corso Secondigliano. Proseguendo in quest'azioni di ricomposizione dei margini, si è scelto di eliminare lo spazio a parcheggio presente davanti alla chiesa dell'Immacolata a Capodichino, in modo da dilatare lo spazio a sagrato e generare e accogliere i due obelischi presenti su questo fronte, liberandoli dal flusso viabilistico e inserendoli nel nuovo spazio pavimentato. Intervento analogo è stato proposto per l'area adiacente il viadotto dell'asse perimetrale Melito-Scampia, dove è stata eliminata una corsia preferenziale per svoltare su Viale Comandante Umberto Maddalena, e sul fronte opposto in prossimità dell'ingresso nella zona aeroportuale. In entrambi i casi gli obelischi sono stati inseriti nello spazio pavimentato e liberati dal traffico veicolare. Naturalmente gli obelischi saranno prima rimossi nella fase di scavo e lavori, per poi essere ricollocati nella loro posizione originaria. Ulteriori due uscite sono collocate nel margine sud, in prossimità del viadotto, inserendo tra i due sistemi di connessione verticale uno spazio playground schermato e protetto da un movimento di suolo piantumato con alberature e arbusti. Questa area della piazza è molto importante, oltre per la presenza delle due uscite, anche per l'intersezione con il progetto della Linea 1 che prevede un'uscita poco più a sud e la realizzazione di una pista ciclabile. Tali dati sono stati integrati nella soluzione di progetto per la stazione LAN Di Vittorio. La convergenza delle due linee in corrispondenza rende Piazza Di Vittorio un vero e proprio nodo intermodale. Per favorire ulteriormente l'interscambio fra forme di mobilità sono stati inseriti due punti di bike sharing in prossimità delle uscite.

Nel processo di ridefinizione dei margini, molto importante è il ruolo della componente vegetale (P101009-LTF-MIA-LAN-MS00-RP-Y-0003 – **Relazione agronomica** e P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0015 - **Abaco della vegetazione**), soprattutto della parte che si relazione all'antica Rotonda e quindi agli obelischi. Il progetto prevede infatti delle zolle verdi che articolano e movimentano il piano orizzontale del suolo, "sfilando" alle spalle degli obelischi, segnando così il passaggio da un sistema centrale centripeto ad un centrifugo, ovvero che dal centro spinge verso l'esterno.

È, infine, importante sottolineare come il cambio di viabilità ha reso necessario, per consentire l'immissione diretta da Calata Capodichino a via Comunale Vecchia di Miano, l'allargamento della sezione stradale che costeggia il retro dell'edificio ex Dazio di Capodichino consentendo il doppio senso di marcia e consentendo di bypassare la rotonda della piazza.



Piazza Di Vittorio. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline



Piazza Di Vittorio. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto di intervenire in continuità con le pavimentazioni esistenti, utilizzando dei rivestimenti in lastre di pietra lavica, mentre si è scelta, per le aree gioco e sportive di utilizzare una pavimentazione antitrauma in gomma riciclata con differenti colorazioni. Per quanto riguarda le **griglie** di areazione, le **botole** delle scale di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la **massima integrazione possibile con la geometria delle pavimentazioni di progetto**.

La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del “suolo”, concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo rivestiti in basalto. Per gli elementi di illuminazione e di arredo come le rastrelliere per biciclette, le recinzioni di sicurezza dei playground sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

Stazione Di Vittorio - Inquadramento urbanistico		
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0001	P02	Stazione Di Vittorio - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0002	P02	Stazione Di Vittorio - Rilievo fotografico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0003	P02	Stazione Di Vittorio - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezioni [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0004	P02	Stazione Di Vittorio - Rilievo dello stato di fatto. Pianta [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0005	P01	Stazione Di Vittorio - Rilievo dello stato di fatto. Sezioni e prospetti [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0006	P01	Stazione Di Vittorio - Demolizioni, rimozioni, spostamenti. Planimetria [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0007	P01	Stazione Di Vittorio - Planimetria di progetto e sezioni [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0008	P01	Stazione Di Vittorio - Planimetria di progetto [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0009	P01	Stazione Di Vittorio - Sezioni e prospetti di progetto [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0010	P01	Stazione Di Vittorio - Planimetrie, sezioni e prospetti di progetto. Stralci 1/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0011	P01	Stazione Di Vittorio - Planimetrie, sezioni e prospetti di progetto. Stralci 2/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0012	P01	Stazione Di Vittorio - Fotoinserimento di confronto tra stato di fatto e progetto
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0013	P01	Stazione Di Vittorio - Confronto tra stato di fatto e progetto. Pianta
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0014	P01	Stazione Di Vittorio - Confronto tra stato di fatto e progetto. Sezioni
P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0015	P01	Stazione Di Vittorio - Abaco della vegetazione

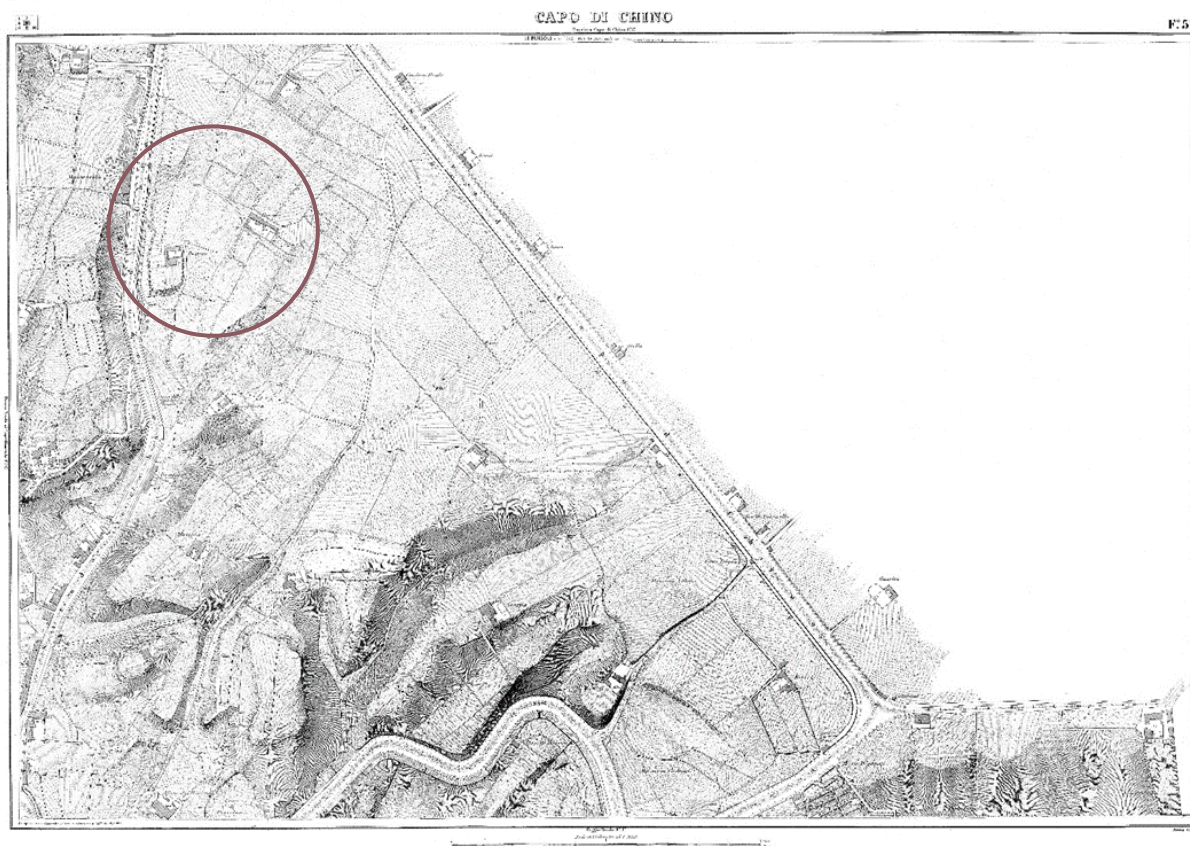
2.9 Stazione Leonardo Bianchi

2.9.1 Ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi. Analisi diacronica delle diverse fasi di formazione e stratificazione

Disseminati sul territorio italiano, con un cospicuo costruito edilizio e ampi spazi verdi, si conservano, spesso in condizioni di degrado e abbandono, un buon numero di manicomi provinciali dismessi, architetture "asiliari moderne" nate dall'esigenza di unificare l'edificazione ex novo delle strutture psichiatriche in seguito all'Unità di Italia. Queste architetture che presentano caratteri posizionali, morfologici e tipologici singolari, fanno parte di quelle attrezzature funzionali che segnano il passaggio in Italia e in Europa dalla "città monumento" alla "città servizio" tra la metà dell'Ottocento e i primi decenni del Novecento (Cfr. GRAVAGNUOLO B., *La progettazione urbana in Europa*, Laterza, Roma-Bari, 1991, pp. 18-19). Il manicomio moderno nasce per rispondere a due diverse logiche, di tipo sociale e di tipo medico, che si declinano nella funzione del custodire, isolando i folli come in un carcere senza colpa, e del curare come in un ospedale ma con permanenza non transitoria.

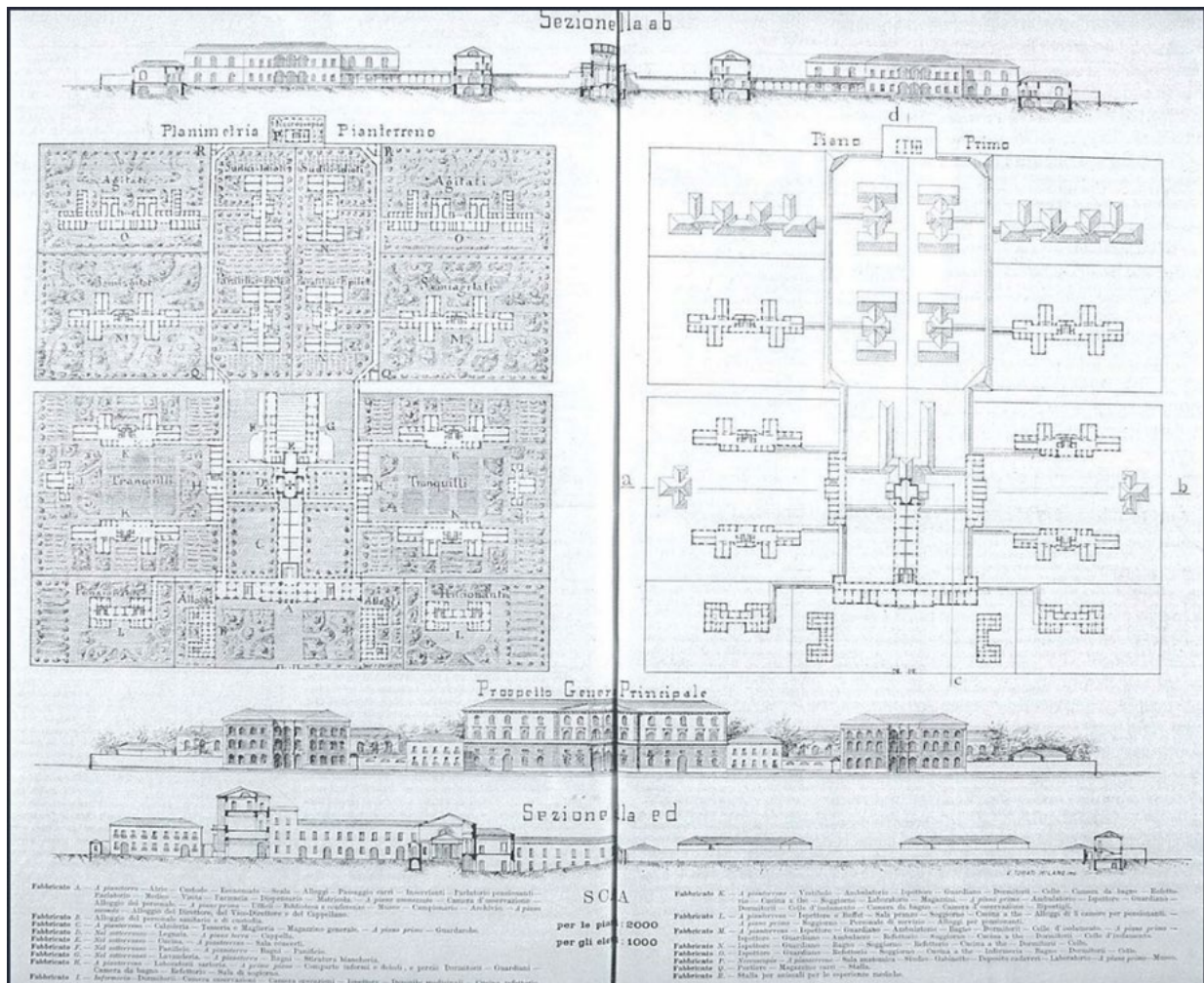
La rinnovata psichiatria ottocentesca crede nei benefici terapeutici che l'isolamento può apportare ai pazienti ricoverati nei manicomi: si ritiene che con la calma e il silenzio la mente tormentata possa purificarsi. Il manicomio è ritenuto di per sé luogo di cura «Kom» della follia «mania», efficace per il solo fatto di essere separato rigidamente dalla realtà esterna. In virtù della funzione terapeutica ad essi attribuita, i complessi manicomiali nascono ai margini delle città in condizioni dettate in prima istanza dalla medicina di settore.

Le prime indicazioni fornite dagli alienisti riguardano: il numero dei degenti, l'estensione e l'ubicazione dell'area - mediando tra il necessario isolamento e la facilità dei collegamenti, la presenza di requisiti igienici come la giacitura del suolo, pianeggiante o in lieve declivio, l'abbondanza d'acqua, la purezza dell'aria, la buona esposizione e la panoramicità. In posizione quasi sempre periferica rispetto ai centri delle città, a debita distanza dall'abitato per realizzarne l'isolamento, i manicomi nascono come nuclei indipendenti in una mimesi della vita "normale, come città in scala ridotta ai margini delle città "dei sani, dotate di mura, porte, percorsi, edifici per la degenza, edifici direttivi, servizi, spazi verdi, strutture produttive e colonie agricole che garantiscono l'autosussistenza. Concentrandosi ora sul caso di Napoli, nella zona collinare a Nord-Est del centro antico della città di, durante il regno di Ferdinando IV fu tracciata la strada ancora oggi nota come Calata Capodichino, un ampio asse viario che percorre probabilmente il tratto di quell'originale strada che risaliva sulla collina. Analizzando la carta Giambarba Schiavoni risalente al 1872 è possibile individuare la strada suddetta e l'area adiacente, a quel tempo prevalentemente rurale e occupata da masserie, dove successivamente sorgerà il manicomio. È possibile inoltre individuare lungo l'asse il manicomio privato Fleurent risalente a inizio '800.

**Giambarba Schiavoni (1872)**

Tra il 1883 e l'inizio del 1884 si fece pressante l'idea di dotare la città di Napoli di un manicomio a padiglioni staccati e nel punto più alto di questo asse viario, forse proprio il punto da cui origina il nome "caput de clivo" nel 1909 viene fondato l'Ospedale psichiatrico Leonardo Bianchi. L'impianto si inserisce sulla collina di Capodichino, ad 85 metri sul livello del mare, si estende su un'area di 220.000 metri quadri ricchissima di spazi verdi, delimitata dall'Albergo dei Poveri, dalle pendici del Parco di Capodimonte e dall'aeroporto internazionale di Capodichino (Cfr. G. Alisio, A. Buccaro, *Napoli millenovecento. Dai catasti del XIX secolo ad oggi: la città, il suburbio, le presenze architettoniche*, Electa, Napoli 1999).

Parte della città all'epoca ancora radamente edificata, con ampia disponibilità di suoli e di acqua, assicurata dall'acquedotto del Serino, salubre e panoramica, prossima -non a caso- al celebre manicomio privato Fleurent: area abbastanza distante dal centro da non risultare coinvolta, neppure in seguito, dai processi di trasformazione ed espansione urbana, ma mal collegata e penalizzata dal forte dislivello rispetto alla principale arteria di Calata Capodichino che, richiedendo un sistema di muraglioni di contenimento e rampe, accentua il retorico isolamento del complesso. La condizione orografica segna una più netta separazione accentuando la condizione di marginalità del complesso.

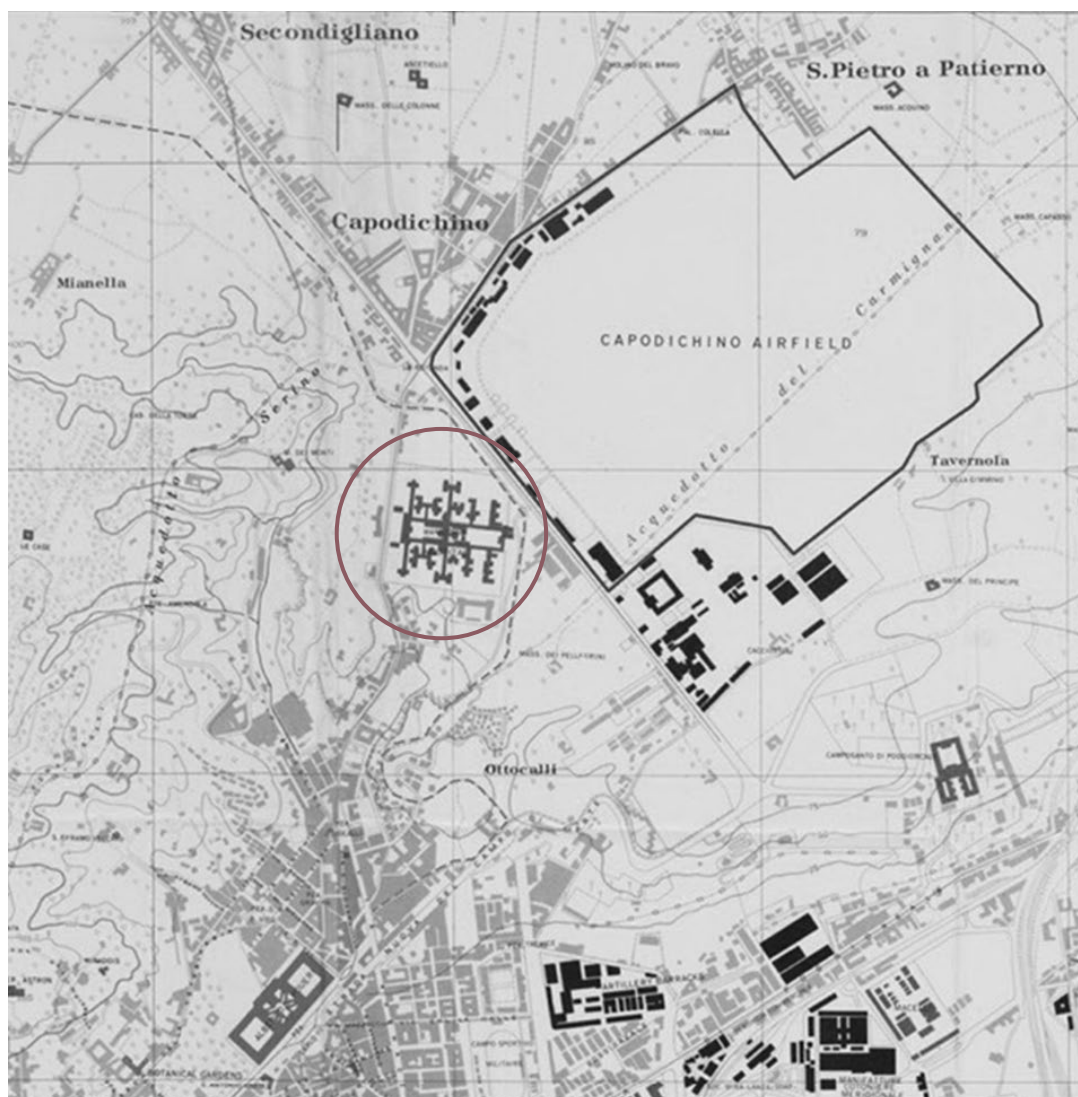


Giuseppe Tango, *Progetto del nuovo Manicomio provinciale di Napoli* (1890)

Sul fronte principale a ovest, su Calata Capodichino, un alto muro di contenimento segna il confine. Il prospetto del complesso è visibile dall'ambito urbano prospiciente a carattere residenziale, anch'esso sopraelevato mentre a sud dove la minore distanza altimetrica e la permanenza di una fascia verde mediana la contiguità del contesto edificato. A ridosso del confine, rappresentato dal muro opaco e continuo, una strada privata connette potenzialmente i due fronti opposti del complesso. Le pratiche per l'acquisto e l'occupazione dei terreni a Capodichino furono definite nel marzo 1897, ma l'occupazione del manicomio cominciò solo nel 1909 e si completò un anno dopo, quando il numero dei folli era salito a 1128. Nel 1927 l'amministrazione provinciale deliberò di intitolare la struttura a Leonardo Bianchi. Nel 1930, durante la direzione Sciuti, erano ricoverati 1609 infermi, 939 uomini e 670 donne. In questi anni ai 29 padiglioni iniziali ne furono aggiunti altri quattro da adibire alle lavorazioni.

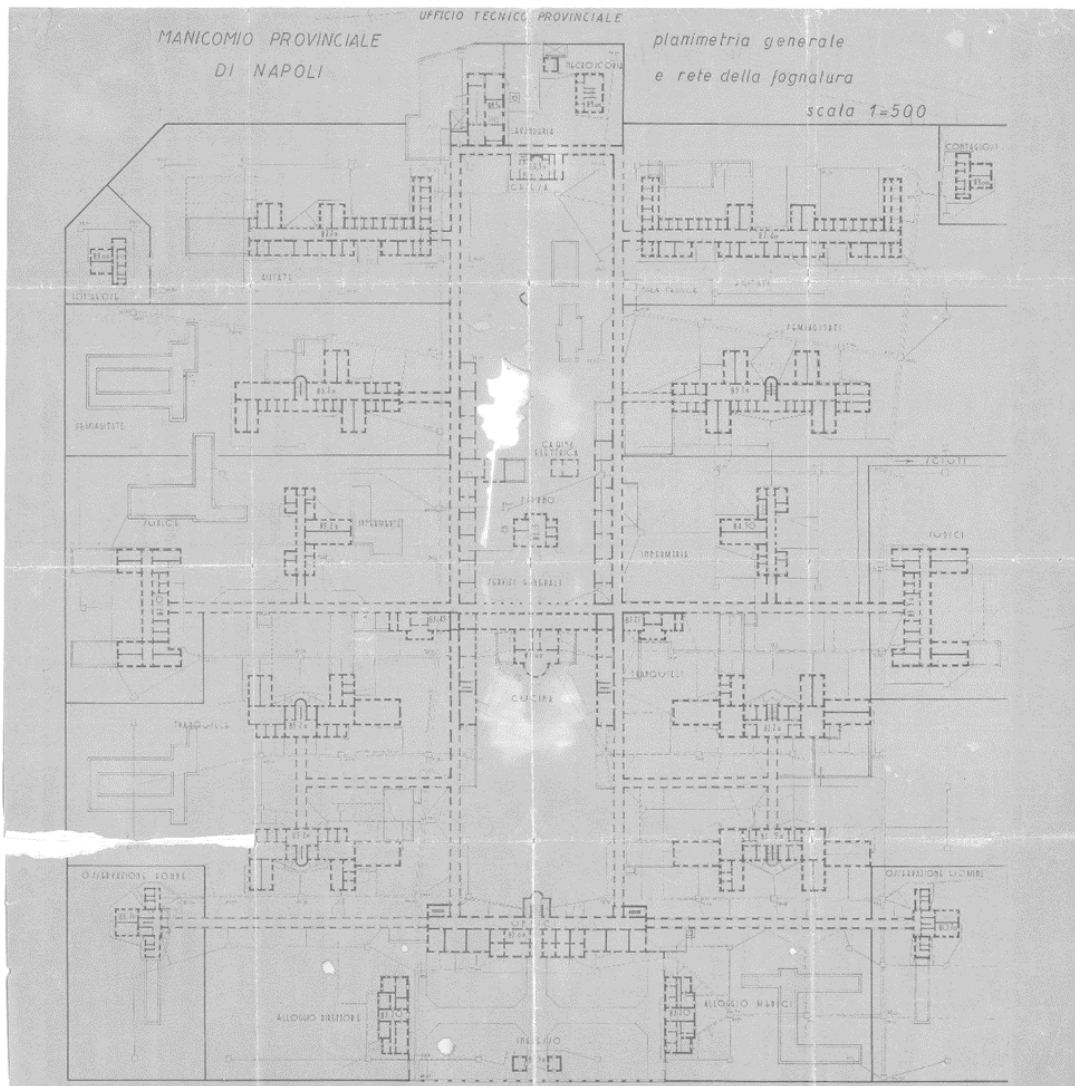
In soli venti anni il nuovo manicomio si era dotato di una biblioteca scientifica, con circa 8000 volumi, 2000 opuscoli, oltre ai periodici scientifici, di una biblioteca per i folli, di una tipografia e di una legatoria dove lavoravano anche i ricoverati; erano stati impiantati gabinetti per le ricerche di bromatologia, chimica clinica, anatomia patologica e sierologica. Il primo problema fu sempre però

l'affollamento dei pazienti. Il mancato impegno della Provincia in questo senso determinò gravi disagi ai pazienti con inevitabili ricadute sulla funzionalità dei servizi e seri problemi di gestione del personale. Con deliberazione provinciale, dunque, del 31 luglio 1922 venne approvata la convenzione con i manicomi di Nocera, disponibile ad accogliere un numero di folli da 90 a 110, e Aversa, disponibile ad accoglierne da 100 a 130. Furono proprio queste circostanze a far sì che si desse corso all'ampliamento di alcuni padiglioni, entrati in funzione all'inizio degli anni Trenta. A partire dal maggio 1937, la Prefettura comunicò la necessità espressa dal Ministero della Guerra di sfollare dalle città capoluogo di provincia i ricoverati dagli ospedali, dai manicomi e dalle colonie infantili permanenti ai fini della protezione antiaerea in caso di guerra. Venne preparato un progetto dettagliato di sfollamento, con il trasferimento di numerosi pazienti in altre strutture psichiatriche e di reperimento e ristrutturazione di altri edifici nei dintorni di Napoli. Complessivamente tra 1937 e 1943 furono trasferiti 717 uomini e 766 donne. (Cfr. C. Lenza, *I complessi manicomiali in Italia tra '800 e '900*, p. 294).



Carta geografica di Napoli (1943)

Negli anni Cinquanta si registra una situazione di sostanziale tranquillità, con l'entrata in funzione di un ulteriore padiglione - la IX sezione uomini - e un consolidato ripristino della funzionalità medico-sanitaria. Le dimensioni assunte dall'ospedale in quel periodo, erano quelle che tuttora conserva: 33 edifici riuniti insieme da ampi passaggi coperti di dimensioni e di epoche diverse, che coprono una superficie di 78.000 mq. A partire dagli anni Cinquanta le situazioni di eccessivo sovraffollamento si poterono evitare grazie alla presenza di quattro cliniche psichiatriche private, al sorgere in città di altri istituti psichiatrici pubblici, quali le cliniche neuropsichiatriche del reparto neurologico dell'ospedale Cardarelli, del reparto neuropsichiatrico dell'ospedale S. Gennaro e del reparto neurochirurgico dell'ospedale Loreto Nuovo.



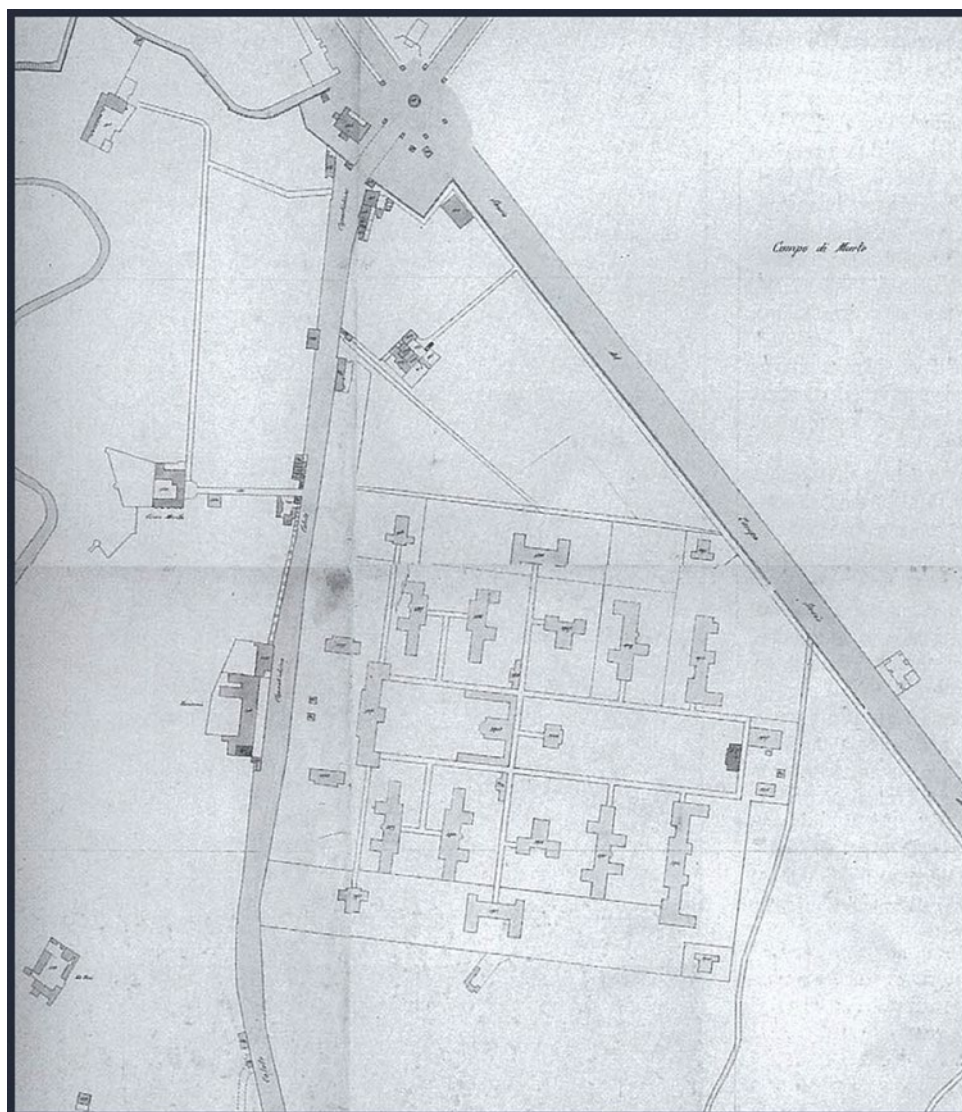
Ufficio tecnico provinciale, Manicomio provinciale di Napoli, planimetria generale

Alla sistemazione raggiunta dal Bianchi si accompagnano anche la dotazione di attrezzature scientifiche moderne (in particolare per il reparto operatorio e gabinetto di terapia fisica, il laboratorio micrografico e chimico, i laboratori di antropologia, psicologia, elettroencefalografia, elettroshockterapia). Erano

Mandataria

Mandanti

presenti sezioni di osservazione e di cure attive per acuti cronici, sezioni geriatriche, infermerie per malattie acute ed infettive, reparti di isolamento per contagiosi recarti di ergoterapie, ludoterapie e terapia di ambiente. Un importante servizio convenzionato, stipulato dall'amministrazione provinciale, fu quello riservato all'assistenza psichiatrica per i minorenni, iniziato nel 1926. Altra convenzione veniva stipulata nel 1937 con l'istituto Vertecoli, per il ricovero dei ragazzi che in passato erano ricoverati presso l'ospedale psichiatrico. Il manicomio tra alterne vicende ha continuato la sua funzione fino alla legge 180. A partire dalla legge regionale n.1/1983 è iniziata la difficile e complessa operazione della dimissione dell'ente e dell'edificio.



Planimetria Catastale Fabbricati (inizi XX secolo)

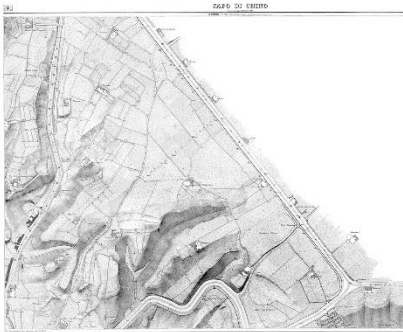


Aerofotogrammetria IGM, 1845



Metà XIX secolo

L'area si presenta prevalentemente rurale con la sola presenza di masserie.

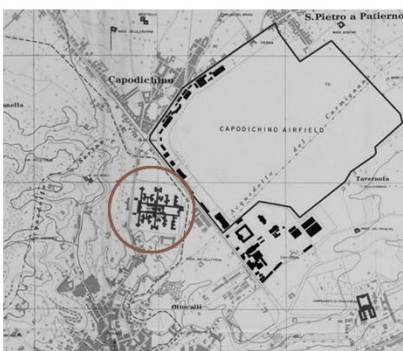


Giambarba Schiavoni, Capodichino, Napoli, 1872

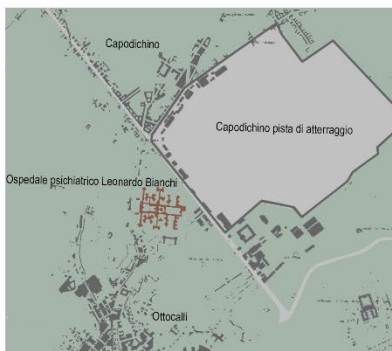


Fine XIX secolo

La zona rurale è maggiormente frammentata e lascia spazio alla comparsa di nuovi edifici tra cui il manicomio privato Fleurent.



Carta geografica di Napoli, materiale dell'esercito britannico, 1943



Metà XX secolo

L'area presenta una maggiore urbanizzazione in particolare in corrispondenza degli assi viari. La pista di atterraggio dell'aeroporto si inserisce all'interno di un tessuto frammentato nel quale si distingue chiaramente l'ospedale psichiatrico Leonardo Bianchi.

Analisi diacronica. Quadro sinottico di sintesi

Mandataria

Mandanti

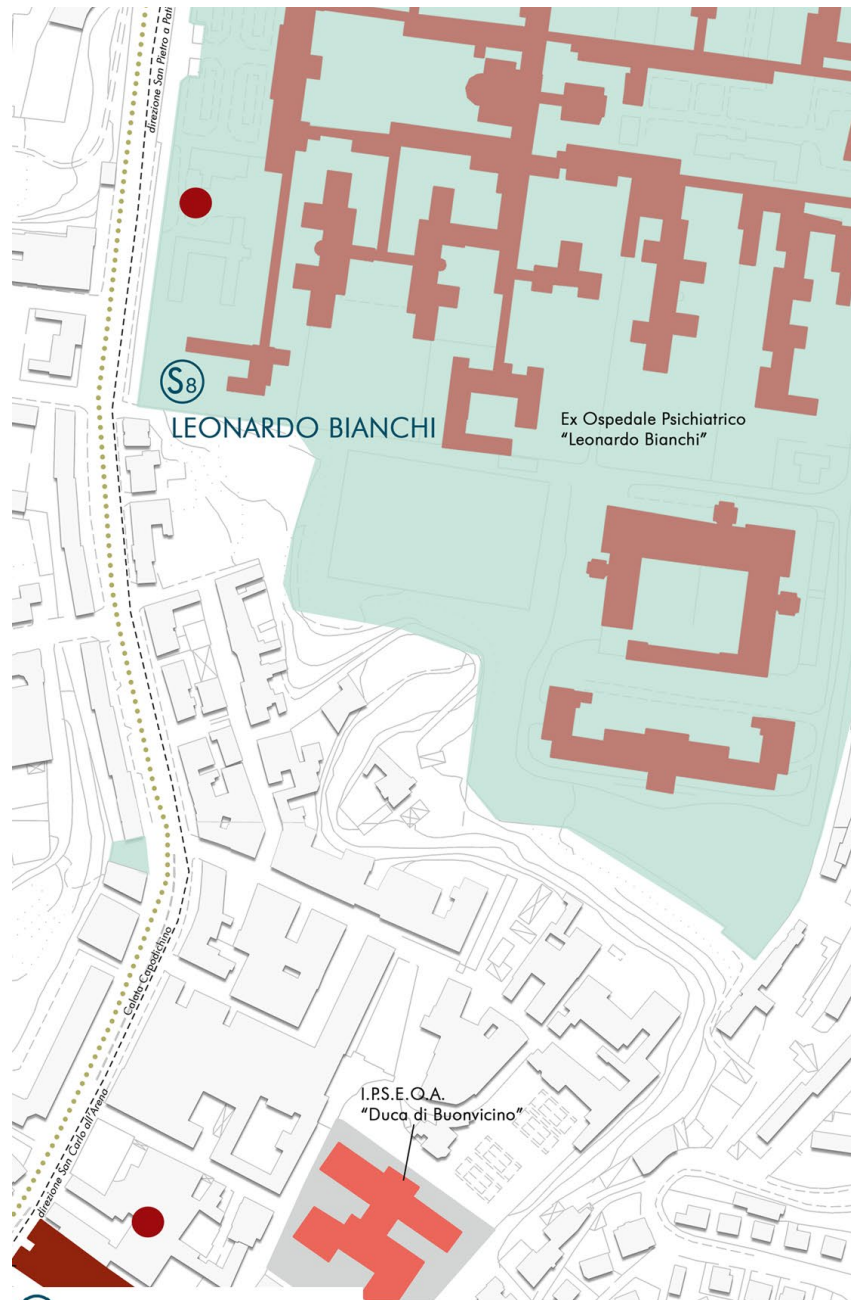
2.9.2 Ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi. Rilievo dello stato attuale dei luoghi

Il nodo urbano in questione si caratterizza per la presenza dell'ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi. La grande struttura ospedaliera dismessa costituisce un grande potenziale spazio da destinare ad attrezzature pubbliche e dunque una nuova potenziale centralità urbana. È per tali ragioni indispensabile lavorare sul livello dell'accessibilità e delle connessioni urbane. Il nodo urbano si relaziona strettamente con il grande sistema paesaggistico del Bosco di Capodimonte e del Vallone San Rocco, divenendo una possibile "porta" al Parco delle Colline di Napoli.



Stato attuale dei luoghi. Leonardo Bianchi

La stazione Leonardo Bianchi è localizzata su via Calata Capodichino, un'importante arteria che collega la zona dei Ponti Rossi con il quartiere San Carlo all'Arena. L'area di progetto della stazione LAN Leonardo Bianchi trova il suo baricentro proprio lungo l'asse di Calata Capodichino, agganciandosi poi, trasversalmente all'isolato tra via Leonardo Leo e via Francesco Feo a Ovest e a Est proprio con l'area di accesso alla quota bassa dell'ex complesso ospedaliero.



Stazione LAN - LEONARDO BIANCHI

USO DEGLI SPAZI E ATTREZZATURE PUBBLICHE

- | | |
|---|--------------------|
| Spazi aperti | Edificato |
| Spazi a servizio di attrezzature urbane | Complexi religiosi |
| Spazi abbandonati | Edifici scolastici |
| | Edifici dismessi |



PREESISTENZE ARCHEOLOGICHE
 cfr. Tavola ARC.3a - Individuazione delle presistenze di rilevanza archeologica (Carta archeologica)

RETE STRADALE

- Viabilità carrabile a servizio della stazione
- Linea bus

Mappa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

Mandataria

Mandanti



Si tratta di un nodo urbano la cui perimetrazione è particolarmente significativo dal punto di vista architettonico, urbano e geo-morfologico, in primis certamente perché è articolato a cavallo del salto di quota che caratterizza l'impianto del Leonardo Bianchi, ma anche perché il nuovo sistema di spazi pubblici innescati dalla presenza della nuova infrastruttura LAN penetra all'interno del tessuto residenziale attivando un processo di riqualificazione più ampio e complesso e che non interessa un singolo punto. L'area di accesso al Bianchi da Calata Capodichino risulta in uno stato di totale abbandono. Le colonne quadrate in piperno che segnano l'accesso sono invase dalla vegetazione infestante, mentre la grande rampa che risale alla quota superiore, allo stato di abbandono attuale, non è percorribile né visibile tale il livello di degrado. L'imponente muro di contenimento di tufo non presenta tracce di dissesti e segni di problemi di natura statica, ma il tufo più esterno risulta soggetto a fenomeni di erosione e umidità di risalita. Calata Capodichino presenta una sezione stradale articolata in due corsie (una per senso di marcia) carrabili pavimentate in cubetti di porfido e due marciapiedi pedonali pavimentati in asfalto e caratterizzati dalla presenza, più o meno casuale, di sedute e filari alberati. I due assi di via Leonardo Leo e via Francesco Feo sono due strade di servizio ai blocchi edilizi residenziali del quartiere monofunzionale costruito negli anni '60, in cui risultano praticamente assenti spazi pubblici e attrezzature.

L'area dell'ex ospedale psichiatrico ricade in zona A del Piano di Rischio Aeroportuale. Come è stato sottolineato nel capitolo precedente non emergono criticità o elementi di difformità da quanto previsto dal PRA in relazione alle opere di progetto. In particolare per le aree ricadenti in zona A il vincolo di inedificabilità previsto dalle NTA del PRA è rispettato, in quanto non sono previsti volumi fuori terra (eccezion fatta per dei box smontabili e amovibili di circa 20 mq in cui sono destinati il sistema di bike sharing previsti da PUMS); per quanto concerne il vincolo relativo alle destinazioni, ovvero la non realizzabilità di volumi destinati ad attività con affollamento elevato, si sottolinea che l'intervento in oggetto non prevede la realizzazione di spazi dove è prevista una sosta per arco temporali medio-lunghi, ma, data la natura infrastrutturale dell'intervento, ma solo di spazi di transito e flusso; la destinazione d'uso di progetto non è presente tra le attività incompatibili elencate nelle NTA. Al punto 69 si fa riferimento genericamente alla categoria funzionale "Stazioni ferroviarie con superficie coperta accessibile al pubblico superiore a 5.000 mq", Non si fa riferimento nello specifico a stazioni di linea metropolitana ipogea e in ogni caso le superfici coperte accessibili al pubblico sono nettamente inferiori ai 5000 mq.



L'ingresso all'Ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi da Calata Capodichino. Documentazione fotografica dello stato dei luoghi



Ex Ospedale Psichiatrico Leonardo Bianchi. Documentazione fotografica dello stato dei luoghi

Sono stati sviluppati degli elaborati grafici di rilievo dello stato di fatto *ante operam* degli spazi pubblici interessati dalla proposta di intervento con un'attenta rappresentazione in scala architettonica d'insieme e di dettaglio (foto, pianta, più sezioni trasversali e longitudinali significative quotate, comprensive degli edifici che delimitano tali spazi per un congruo intorno): P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0002/0005.

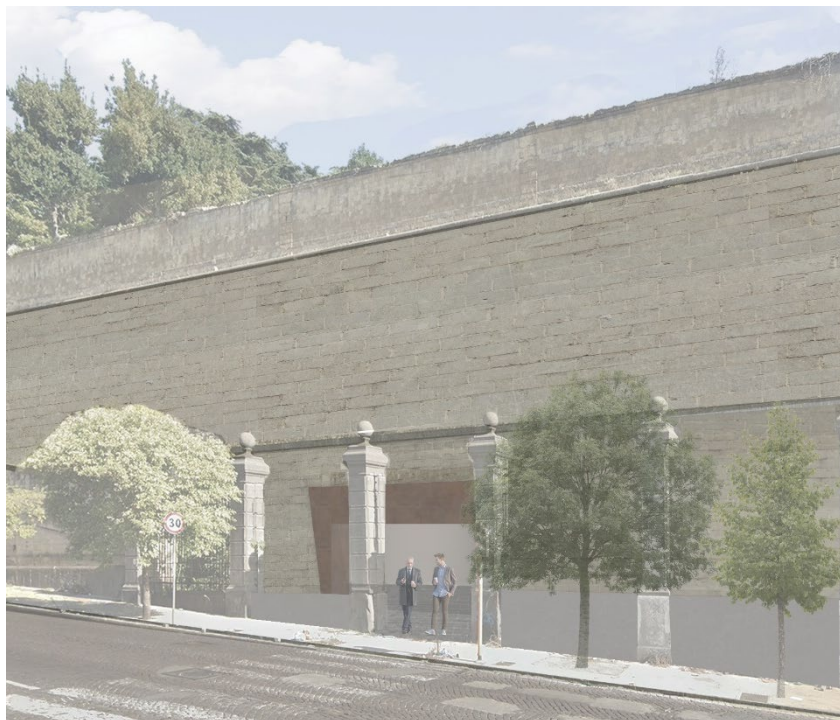
2.9.3 Il progetto della Stazione LAN Leonardo Bianchi

Il progetto della stazione Leonardo Bianchi, pur essendo auspicabile un progetto di rigenerazione dell'intero ex ospedale dismesso, interessa l'omonimo complesso in maniera molto parziale, concentrandosi quasi esclusivamente sul muro di contenimento del terrapieno e sull'unico accesso storico presente alla quota di via Capodichino. Nell'ottica di definire uno spazio di connessione urbana, tenendo conto della complessità orografica del sito, il progetto prevede di **"incassare" il volume di risalita all'interno del muro storico** di perimetrazione e di contenimento del complesso, non alterando, pertanto, la relazione tra l'asse stradale di Calta Capodichino e il muro monumentale stesso. L'intervento si concentra solo sulla parte bassa del suddetto muro, **conservando integralmente il giardino storico alla quota dell'ex ospedale**, fatto salvo la necessità di far arrivare in superficie alcuni elementi tecnici necessari per il funzionamento della stazione. È stato inoltre solo predisposta la possibilità di inserire degli ascensori pubblici da poter utilizzare qualora l'ex complesso dovesse essere riqualificato e ritornare accessibile al pubblico. Una seconda uscita con la relativa pensilina è stata posizionata su via Leonardo Leo, in modo da dilatare il sistema e penetrare all'interno del tessuto residenziale. Attraverso queste due azioni il baricentro si sposta su via Calata Capodichino, la quale, in parte, viene coinvolta nel processo di riqualificazione.



Leonardo Bianchi. Planimetria generale e sezione di progetto

Per consentire l'accesso al volume incassato nel terrapieno è previsto un "taglio", il meno invasivo possibile con le misure minime previste da norma, all'interno del muro di tufo. Una lastra in rame, ripiegando su sé stessa e disegnando una grande soglia, avvolge il muro per tutto il suo spessore, declinando il tema del rapporto interno-esterno e denunciando l'ingresso lungo via Calata di Capodichino. Lungo quest'ultima un nuovo filare alberato ridisegna il fronte e cerca una nuova relazione con il muro storico. Il progetto poi si estende, come sottolineato in precedenza, all'interno del tessuto residenziale riqualificando i bordi di due blocchi edilizi presenti tra via Francesco Feo e via Leonardo Leo. La pensilina collocata lungo quest'ultima è concepita come un innesto lineare che ridisegna il fronte stradale e accoglie una scala fissa e due blocchi ascensori. I filari alberati e le superfici verdi (P101009-LTF-MIA-LAN-MS00-RP-Y-0003 – **Relazione agronomica** e P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0017 - **Abaco della vegetazione**) nel caso di questa stazione sono pensati come delle fasce, dei filamenti che penetrano nel tessuto esistente e segano i flussi. Sono stati inoltre inseriti due punti di bike sharing per favorire l'interscambio tra sistemi di mobilità sostenibile così come prescritto da PUMS.



Leonardo Bianchi. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico del sistema di ingresso alla stazione

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto di intervenire in continuità con le pavimentazioni esistenti, utilizzando dei rivestimenti in lastre di pietra lavica. Questa stessa pavimentazione è stata utilizzata anche per lo spazio interno della stazione, il quale è stato concepito in estrema continuità con l'esterno.

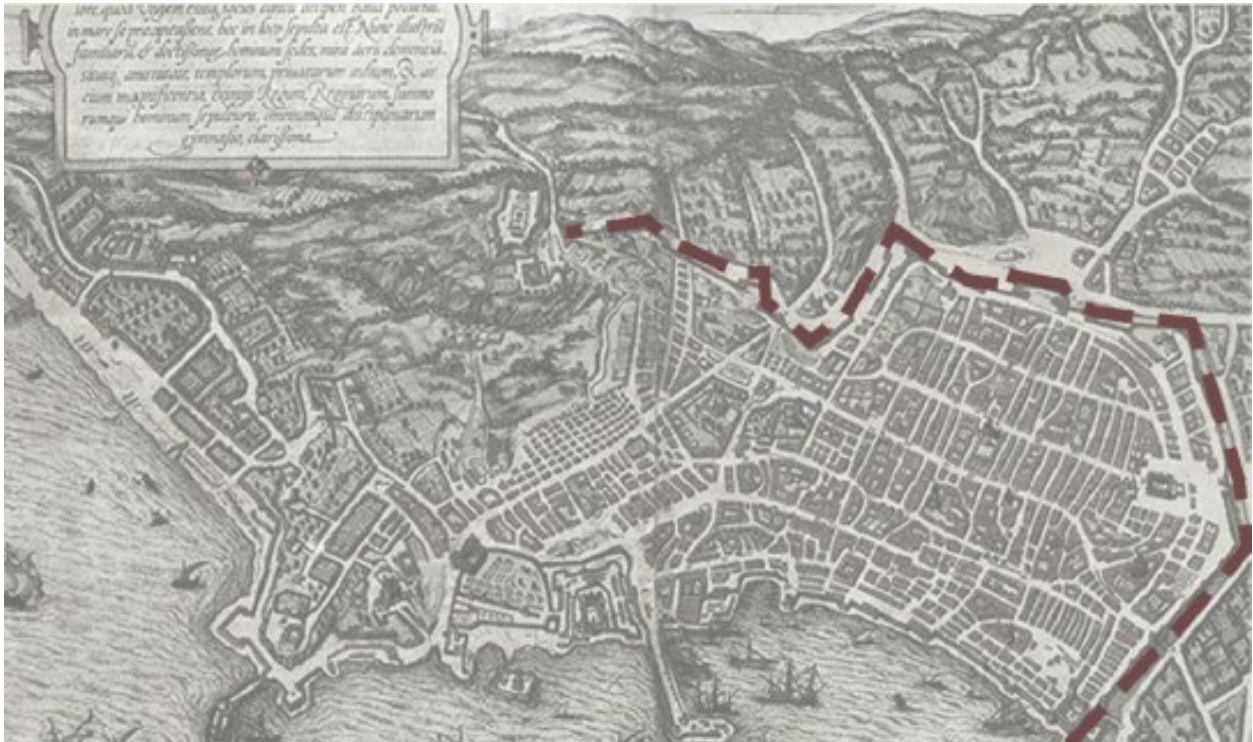
Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0001	P02	Stazione Leonardo Bianchi - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0002	P02	Stazione Leonardo Bianchi - Rilievo fotografico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0003	P02	Stazione Leonardo Bianchi - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezioni [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0004	P02	Stazione Leonardo Bianchi - Rilievo dello stato di fatto. Pianta [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0005	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Rilievo dello stato di fatto. Sezioni e prospetti [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0006	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Demolizioni, rimozioni, spostamenti. Planimetria [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0007	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Planimetrie di progetto e sezioni [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0008	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Pianta e sezione di progetto 1/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0009	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Pianta e sezione di progetto 2/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0010	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Planimetrie. Confronto stato di fatto e progetto. Stralci [1:100]
P101008-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0011	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Sezioni. Confronto stato di fatto e progetto. Stralci [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0012	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Prospetti. Confronto stato di fatto e progetto. Stralci [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0013	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Pianta, prospetti e sezioni di progetto. Stralci [1:50]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0014	P02	Stazione Leonardo Bianchi - Fotoinserimento di confronto tra stato di fatto e progetto
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0015	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Confronto tra stato di fatto e progetto. Pianta
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0016	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Confronto tra stato di fatto e progetto. Sezioni
P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0017	P01	Stazione Leonardo Bianchi - Abaco della vegetazione

2.10 Stazione Ottocalli

2.10.1 Piazza Ottocalli. Analisi diacronica delle diverse fasi di formazione e stratificazione

Piazza Ottocalli è collocata in un'area posta a ridosso delle murazioni antiche che dividevano il territorio urbanizzato del Regno di Napoli dalle aree rurali circostanti. La Tavola Lafrery-Dupérac del 1556 mostra bene questa distinzione morfologica, ma non vi è possibile ancora riconoscere l'invaso di Piazza Ottocalli nell'area periferica.



Carta Lafrery-Dupérac (1556)

Le prime tracce riconoscibili dell'invaso sono riscontrabili nella *Carta del duca di Noja* del 1775. In essa si riconoscono l'invaso centrale con le quattro arterie stradali principali che lo attraversano in direzione nord-sud, generando un vuoto determinato dall'intersezione di due direttrici caratterizzanti, che ancora ogni segnano la morfologia della piazza. La carta mostra inoltre la presenza dei primi edifici che si sviluppano lungo l'invaso della piazza e nell'area circostante. Sempre nella carta del Duca di Noja, risulta evidente la relazione di continuità fisica, data la stretta vicinanza, tra la piazza e il Real Albergo dei Poveri, costruito a partire dal 1749.



Mappa topografica della città di Napoli e de' suoi contorni di Giovanni Carafa Duca di Noja (1775). In rosso evidenziato l'invaso dell'attuale Piazza Ottocalli.

In origine la piazza e il rione San Giovanniello, ricadente nell'attuale quartiere San Carlo all'Arena, costituiscono quelli che potremmo chiamare elementi primari dell'agglomerato urbano di Napoli del territorio extramoenia occidentale, cioè situati fuori dai confini dell'antica cinta muraria della città.

Il toponimo "Ottocalli" è una crasi linguistica di "otto cavalli". Il cavallo era una moneta di rame emessa per la prima volta nel 1472 da Ferdinando I per Napoli e per la Sicilia. Al dritto portava la testa del re ed al rovescio un cavallo passante. Doveva esistere nella piazza una gabella o dogana dove al passaggio si pagava un misero dazio di otto cavalli, ovvero otto monete. A conferma di questa spiegazione esiste nella vicina San Pietro a Patierno un'altra strada che porta simile dicitura, via Quattrocalli. Altra teoria sul nome della piazza è la derivazione franco-iberica da "Haut calle" (strada alta) oppure "otto calle", quindi otto strade. Ma come evidenziato in precedenza le strade da cui è attraversata la piazza, senza contare vie secondarie costruite in epoca più recente, sono solo 4 (Calata Capodichino, Via Arenaccia, Via dei Santi Giovanni e Paolo, Via Nicola Nicolini). Infatti il luogo viene menzionato nelle vecchie cartografie col toponimo di "quadrivio degli Ottocalli". È un antico toponimo che trae certamente l'origine del suo significato dal dazio di otto monete e dalla presenza di una gabella nella piazza. Ulteriore conferma di questa tesi è la sua ubicazione posta all'entrata dei confini storici della città, ai tempi in cui esistevano ancora le dogane ed il muro finanziario, quando i quartieri periferici come Secondigliano e San Pietro a Patierno erano ancora comuni autonomi.

Elemento importante, costruito negli stessi anni in cui avveniva la costruzione della piazza, è la chiesa dei Santi Giovanni e Paolo, da cui prende il nome una delle quattro strade che attraversano l'area. La chiesa anticamente era conosciuta per la presenza di una colonna di marmo collocata a ridosso di Calata Capodichino, rispetto alla quale venivano praticati dei riti scaramantici per ottenere benefici nel raccolto. La colonna era collocata proprio di fronte ad una chiesa quella dei Santi Giovanni e Paolo e

nei pressi non vi erano abitazioni o altri edifici ma solo una strada larga che conduceva per le vie del centro storico.

Verso la fine del Settecento l'area intorno alla piazza non subisce una edificazione omogenea, determinando l'assenza di un vero nucleo urbano di fondazione, e relegandola a un'area periferica sconnessa rispetto al centro storico.

Ai primi dell'Ottocento il borgo contava poco più di 1000 abitanti, l'agglomerato urbano era sviluppato nella parte a sud di piazza Ottocalli tra via Arenaccia e Via Santi Giovanni e Paolo, in contatto con il Reale albergo dei Poveri, che insieme alla Polveriera vecchia rappresentavano gli unici edifici di rilievo dell'area, come si evidenzia all'interno della *carta d'Italia* del 1835.



Carta d'Italia (1835)

La configurazione attuale del quartiere è dovuta al Risanamento, che secondo il *progetto del 1888* avrebbe ridefinito totalmente l'assetto viario e i lotti edificabili dell'intero quartiere. In realtà, come si evince dall'*Aerofotogrammetria IGM 1936* il disegno di piano è stato seguito solamente nell'area ovest alla piazza, mentre in quella ad est il tessuto è irregolare e le diverse sovrapposizioni hanno comportato la scomparsa di alcuni tracciati originari (Cfr. G. Alisio, A. Buccaro, *Napoli millenovecento. Dai catasti del XIX secolo ad oggi: la città, il suburbio, le presenze architettoniche*, Electa, Napoli 1999).



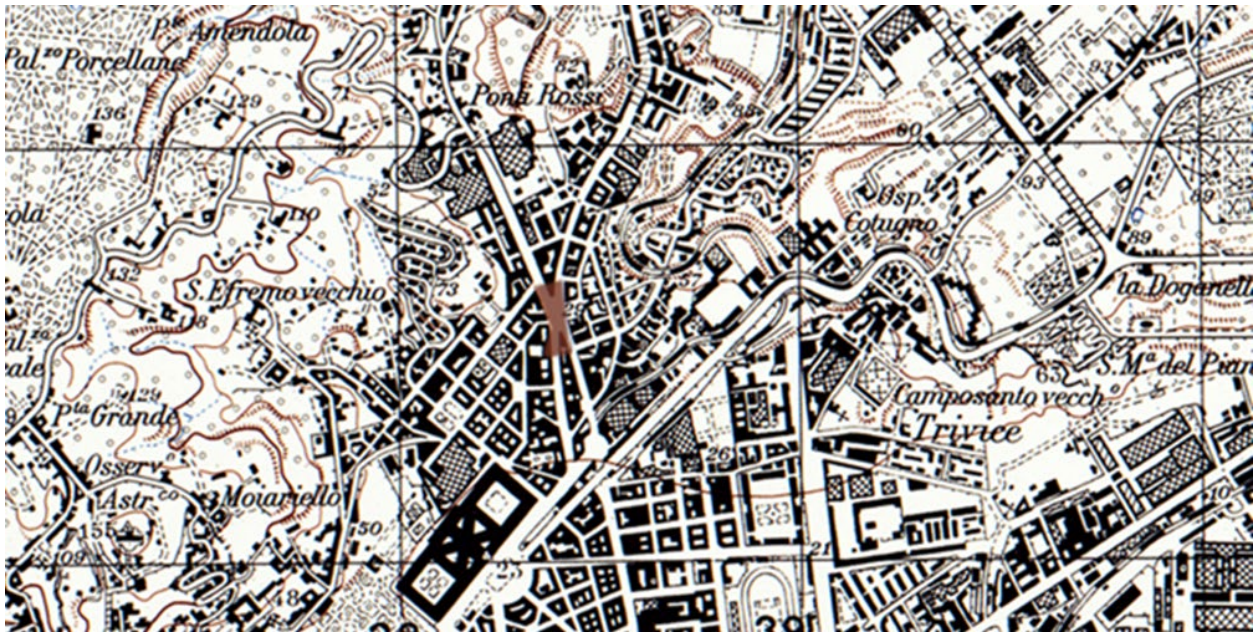
Piano di Risanamento. Planimetria generale (1888)

Il risanamento ha portato anche alla perdita di parte del fondaco S.Giovanniello, probabilmente lo stesso fondaco che nel quartiere viene ancora chiamato "o palazzo senza porte" per le molteplici entrate senza portoni, oggi in parte sede municipale.



Foto storica del Fondaco San Giovanniello

La piazza non subito nel corso della prima metà del Novecento modifiche sostanziali dell'invaso. L'aerofotogrammetria IGM del 1957 mostra il fitto tessuto edificato del quartiere, composto prevalentemente da edifici a corte.



Aerofotogrammetria IGM 1957

Una fondamentale trasformazione urbana che ha interessato Piazza Ottocalli è stata la costruzione del viadotto autostradale sopraelevato dell'A56, avvenuta a partire dagli anni 70' del Novecento. Attraverso alcune immagini storiche si può ricostruire l'aspetto della piazza dagli anni 70' del Novecento ad oggi. E' possibile notare come l'introduzione della tangenziale di Napoli A56 abbia modificato l'immagine della piazza, sovrastandola e invadendola attraverso due grossi piloni. Il traffico è sempre stato il vero protagonista dello spazio aperto: la piazza ha costituito storicamente un passaggio obbligato per poter accedere all'interno della città superando le mura di cinta, accogliendo oggi grandi flussi veicolari di passaggio dal centro alla periferia.

ANNI 70'



ANNI 80'



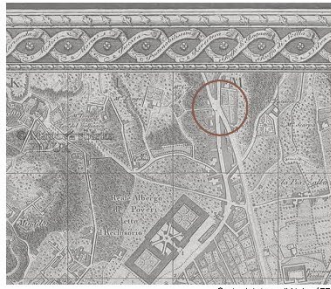
ANNI 90'



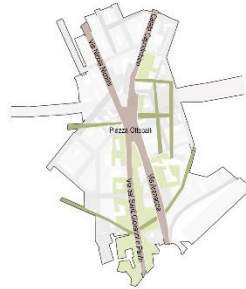
STATO ATTUALE



Foto che documentano le principali fasi di trasformazione della piazza dagli anni '70 a oggi

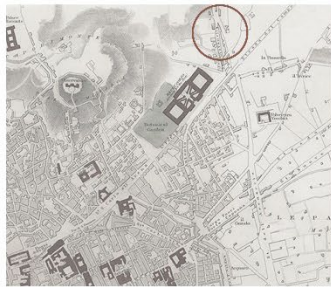


Carta del duca di Noja, 1775

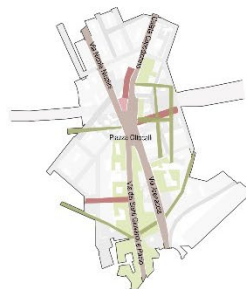


Fine XVIII secolo

Si riconosce l'invaso della piazza con le due arterie principali e gli edifici che si sviluppano in adiacenza ad esse.



Carta d'Italia, 1835

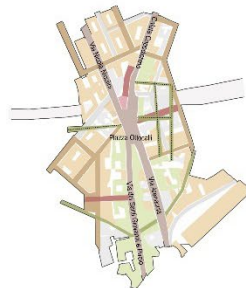


Inizio XIX secolo

Nell'area della piazza gli unici edifici di rilevanza evidenziati sono il reale Albergo dei Poveri e la Polveriera Vecchia.



Aerofotogrammetria IGM, 1936

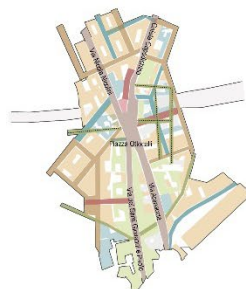


Inizio XX secolo

Si nota un nuovo assetto viario ed edilizio nell'area della piazza dovuto agli interventi di Risanamento con la scomparsa di diversi tracciati viari pre-ottocenteschi.



Aerofotogrammetria IGM, 1957

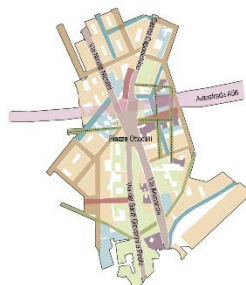


XX secolo

L'area presenta una maggiore urbanizzazione con isolati totalmente edificati.



Aerofotogrammetria IGM, 1998



Fine XX secolo

Si nota la presenza dell'autostrada A56 che passa al di sopra della piazza. L'area è totalmente urbanizzata.

Analisi diacronica. Quadro sinottico di sintesi

Mandataria

Mandanti

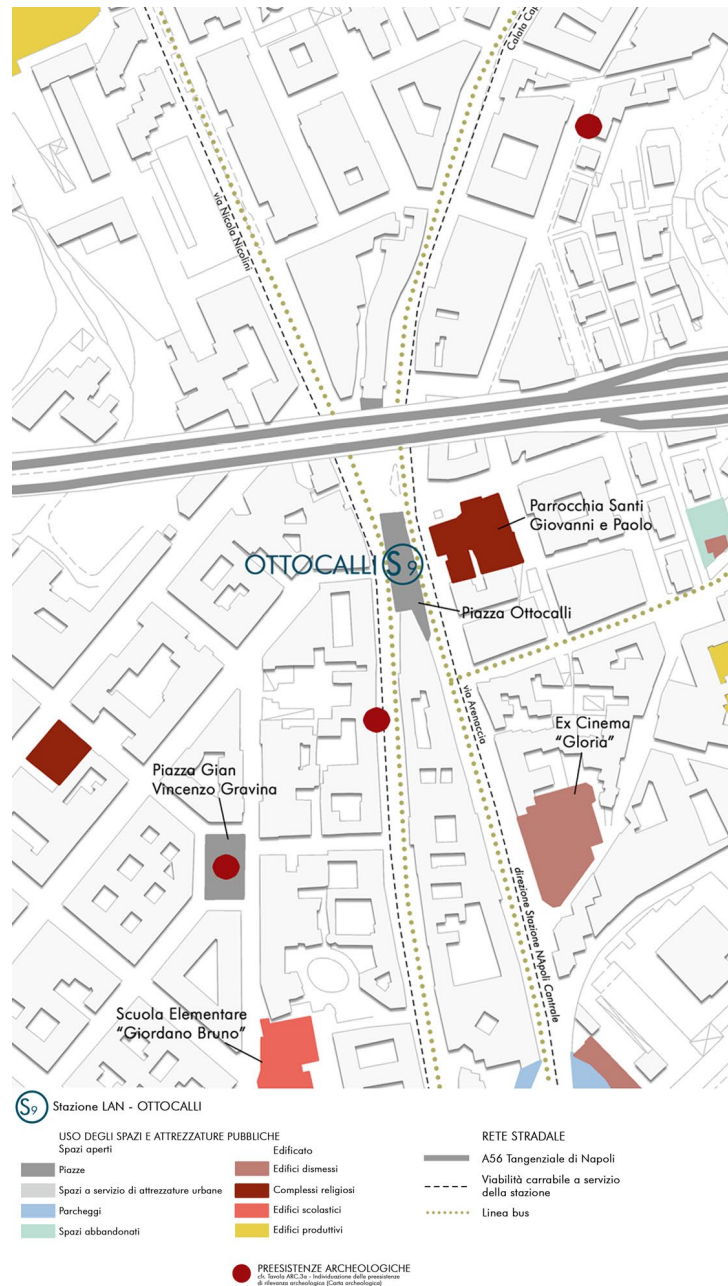
2.10.2 Piazza Ottocalli. Rilievo dello stato attuale dei luoghi

Il nodo urbano di Piazza Ottocalli risulta particolarmente strategico al fine di potenziare l'accessibilità alternativa a quella carrabile in un'area marginale del centro storico di Napoli. Parti di città eterogenee convergono verso l'invaso, vuoto urbano fortemente segnato dalla presenza del viadotto della Tangenziale.



Stato attuale dei luoghi. Ottocalli

La configurazione dei flussi viabilistici genera una condizione per cui solo una piccola parte, ovvero quello antistante la chiesa dei Santi Giovanni e Paolo dell'invaso risulta essere utilizzata come spazio pubblico libero e fruibile. Tale spazio, attualmente attrezzato con qualche elemento di arredo urbano, risulta isolato dal tessuto urbano circostante a causa dell'intenso traffico veicolare. Lungo via Don Giovanni Bosco si concentrano le principali attrezzature: una sede dell'ASL e alcuni complessi scolastici. Sono anche presenti numerosi complessi religiosi e delle aree abbandonate. Tra queste ultime si segnala l'ex "Cinema Storico Gloria", ormai in totale stato di degrado.



Mapa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

Oggi la piazza è quindi associata ad un luogo di transito, con una quantità di spazio pubblico nettamente inferiore rispetto allo spazio carrabile. Nonostante ciò tale nodo urbano presenta fortissime potenzialità, per la sua particolare configurazione morfologica e per i molteplici elementi con cui potrebbe innescare relazioni. Dal punto di vista dell'identità sociale e culturale grande rilevanza sta acquisendo per la collettività la figura di una delle più celebri figure della lirica italiana. Il quartiere oggi è infatti noto per aver dato i natali a Enrico Caruso, il quale nacque nel 1873 e trascorse la sua giovinezza al civico n. 7 di via Santi Giovanni e Paolo, posto in adiacenza alla piazza. L'abitazione dal 2021 è diventata una casa-museo con l'obiettivo di raccontare la storia del tenore. Per il 2023 è

programmata l'apertura di un caffè letterario e il restauro della facciata. In piazza Ottocalli sono presenti un suo busto celebrativo e un murales inaugurato nel 2018.



Mandataria

Mandanti



Piazza Ottocalli. Documentazione fotografica dello stato dei luoghi



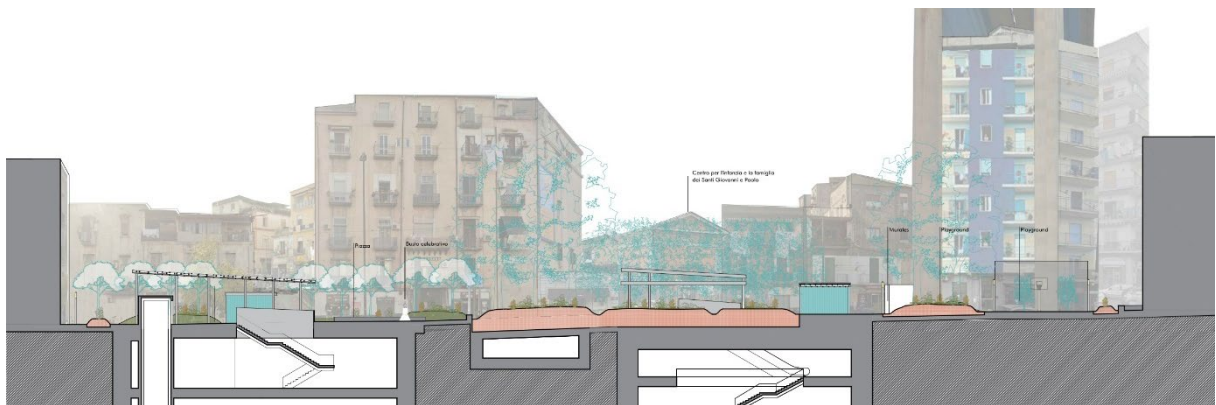
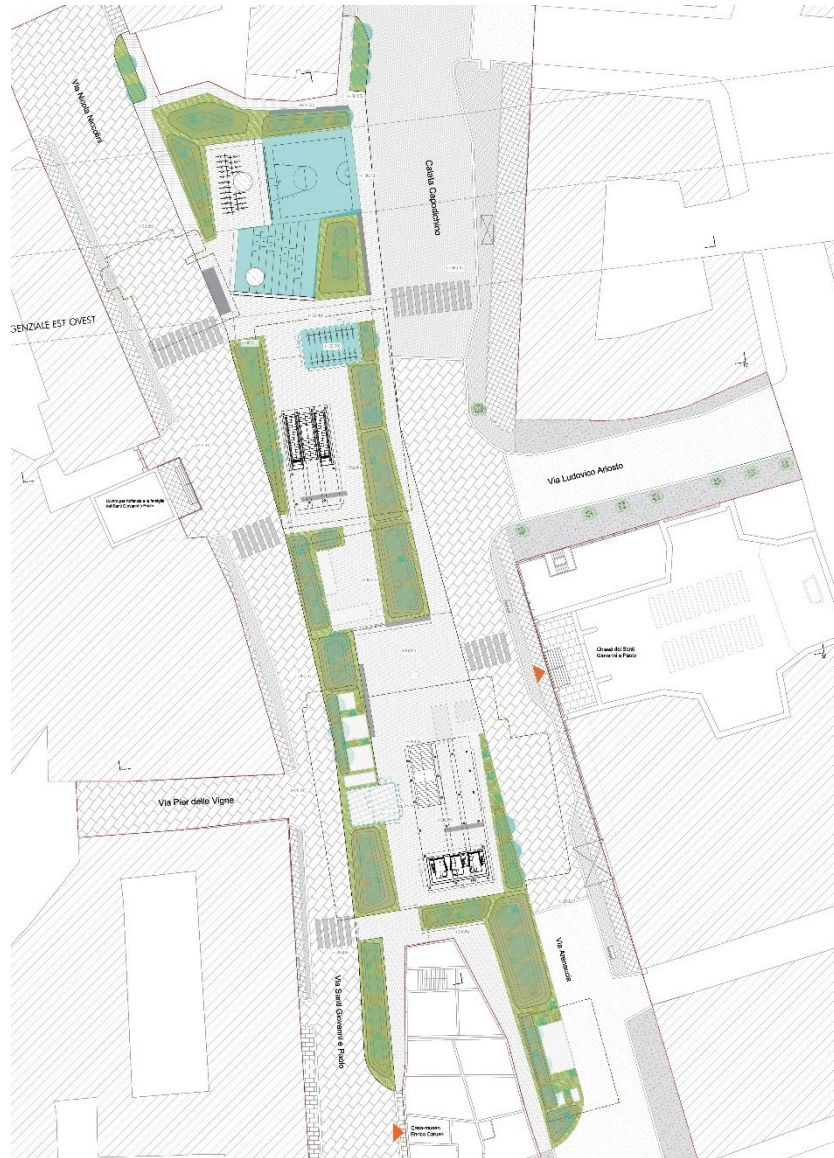
Murales celebrativo di Enrico Caruso

Sono stati sviluppati degli elaborati grafici di rilievo dello stato di fatto *ante operam* degli spazi pubblici interessati dalla proposta di intervento con un'attenta rappresentazione in scala architettonica d'insieme e di dettaglio (foto, pianta, più sezioni trasversali e longitudinali significative quotate, comprensive degli edifici che delimitano tali spazi per un congruo intorno): P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0002/0006.

2.10.3 Il progetto della Stazione LAN Ottocalli

La localizzazione della stazione sul sedime di Piazza Ottocalli è connessa alla possibilità di attivare un processo di rigenerazione della stessa, configurandosi come nuova centralità urbana. L'inserimento della stazione consente di ripensare i caratteri della piazza e leggerla come possibile **"cerniera urbana"**, nonché di ridisegnare completamente l'incrocio viabilistico, definendo una nuova "figura" urbana che, seppur tenendo conto delle tracce storiche, configura una spazialità completamente rinnovata. Questa nuova **figura lineare a sviluppo longitudinale** nord-sud ricerca infatti una continuità inedita e una nuova relazione con gli elementi architettonici emergenti che caratterizzano questo pezzo di città. L'ipotesi progettuale si concentra sulla possibilità di realizzare una **sequenza di spazi multiuso concatenati** all'interno di uno spesso bordo vegetale che protegge la nuova piazza dall'intenso flusso veicolare che caratterizza questa parte di città.

Anche in questo caso per rendere effettiva e concreta questa ipotesi è stato necessario rivedere l'attuale organizzazione della viabilità e anettere al sistema degli spazi pubblici un'area attualmente utilizzata come parcheggio di servizio al commissariato di polizia al di sotto del viadotto della tangenziale. La revisione della viabilità prevede la pedonalizzazione della parte centrale della piazza, oggi incrocio viabilistico inattraversabile da pedoni e ciclisti. Con queste due azioni preliminari, ovvero il recupero dello spazio a parcheggio sotto il viadotto e la pedonalizzazione della parte centrale, è possibile ottenere uno spazio molto ampio e significativo da restituire alla collettività.



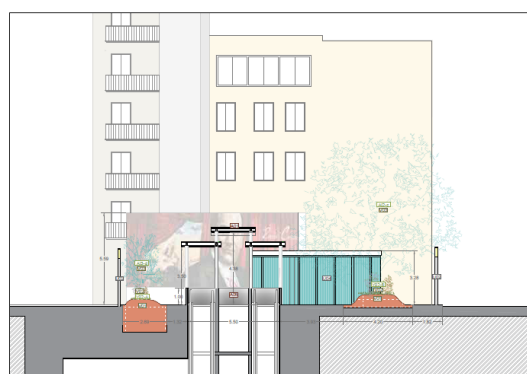
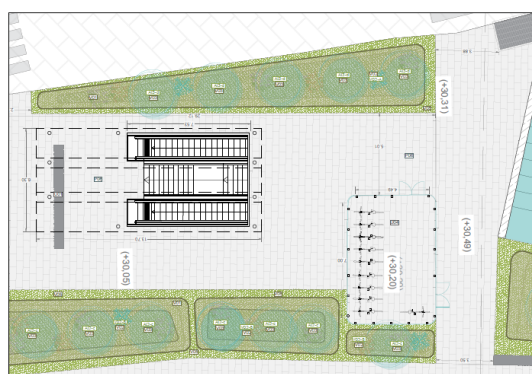
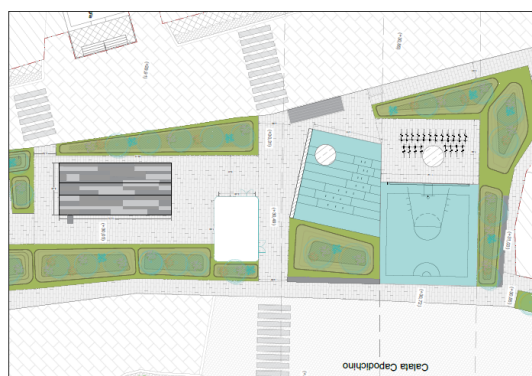
Piazza Ottocalli. Planimetria generale e sezione di progetto

Mandataria

Mandanti

Nel nuovo invaso della piazza si colloca, partendo da Sud, la prima pensilina che accoglie una scala fissa e tre blocchi ascensori. Questa si arresta in corrispondenza del prospetto della chiesa dei Santi Giovanni e Paolo liberando uno spazio che dilata il sagrato esistente di ridotte dimensioni. Al centro di questo nuovo spazio completamente libero e ripavimentato è ricollocato il busto celebrativo del tenore Enrico Caruso. Sul fronte sinistro di questa parte sud della piazza trova posto un volume leggero e traslucido, pensato al fine di ricollocare l'edicola che attualmente insiste sullo spazio dove è prevista la nuova pensilina di uscita/ingresso alla stazione di cui, quindi, risulta necessaria la rimozione.

Più a nord, nella parte centrale della piazza, è stata collocata la seconda pensilina che ospita due scale mobili e una fissa. Le due pensiline, leggermente disassate tra loro e protese verso il centro della piazza, concorrono alla conformazione di un nuovo equilibrio dinamico tra le parti eterogenee che caratterizzano questo pezzo di città. A completamento del progetto di riorganizzazione della piazza si prevede un secondo elemento traslucido destinato ad ospitare un bike sharing, che insieme agli spazi all'aperto sotto il viadotto determina la possibilità di scambio intermodale tra sistemi di mobilità differenti, così come indicato da PUMS.



Piazza Ottocalli. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline

La nuova testata nord della piazza occupa l'asse sotto il viadotto della tangenziale, in uno spazio attualmente intercluso da alte mura di cinta e usato a parcheggio. In quest'area si è scelto di collocare uno spazio per lo sport e il movimento, al fine di dotare la piazza e il quartiere, oltre che di spazi liberi immersi nel verde, anche di un'attrezzatura pubblica. Nel nuovo playground viene integrato il muro su cui è stato realizzato il murales celebrativo di Enrico Caruso, che sarà in tal modo liberato dal flusso veicolare e sarà immerso in un nuovo spazio pubblico continui e connesso.

La soluzione progettuale prevede, inoltre, ampie superfici vegetale (P101009-LTF-MIA-LAN-MS00-RP-Y-0003 – **Relazione agronomica** e P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0017 - **Abaco della vegetazione**) che in alcuni punti sono rialzati rispetto al piano di calpestio a formare delle dune che, oltre a rafforzare in sezione la barriera verde a protezione della nuova piazza, consentono anche di aumentare lo spessore di terreno sopra la copertura il solaio di copertura della stazione, consentendo la piantumazione di alberature di prima e seconda grandezza, mettendo in atto un processo di “rinaturalizzazione” in questa parte di città, che manca completamente di spazi verdi.



Piazza Ottocalli. Studio dell’inserimento architettonico e paesaggistico delle pensiline

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto di intervenire in continuità con le pavimentazioni esistenti, utilizzando dei rivestimenti in lastre di pietra lavica, mentre si è scelta, per le aree gioco e sportive di utilizzare una pavimentazione antitrauma in gomma riciclata con differenti colorazioni. Per quanto riguarda le **griglie** di areazione, le **botole** delle scale di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la **massima integrazione possibile con la geometria delle pavimentazioni di progetto**.

La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del “suolo”, concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo rivestiti in basalto. Per gli elementi di illuminazione e di arredo come le rastrelliere per biciclette, le recinzioni di sicurezza dei playground sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0001	P02	Stazione Ottocalli - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0002	P02	Stazione Ottocalli - Rilievo fotografico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0003	P02	Stazione Ottocalli - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria e sezioni [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0004	P02	Stazione Ottocalli - Rilievo dello stato di fatto. Pianta [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0005	P01	Stazione Ottocalli - Rilievo dello stato di fatto. Sezioni e prospetti 1/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0006	P01	Stazione Ottocalli - Rilievo dello stato di fatto. Sezioni e prospetti 2/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0007	P01	Stazione Ottocalli - Demolizioni, rimozioni, spostamenti. Planimetria [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0008	P02	Stazione Ottocalli - Planimetria di progetto e sezioni [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0009	P01	Stazione Ottocalli - Planimetria di progetto [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0010	P01	Stazione Ottocalli - Sezioni e prospetti di progetto 1/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0011	P01	Stazione Ottocalli - Sezioni e prospetti di progetto 2/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0012	P01	Stazione Ottocalli - Planimetrie, sezioni e prospetti di progetto. Stralci 1/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0013	P01	Stazione Ottocalli - Planimetrie, sezioni e prospetti di progetto. Stralci 2/2 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0014	P02	Stazione Ottocalli - Fotoinserimento di confronto tra stato di fatto e progetto
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0015	P01	Stazione Ottocalli - Confronto tra stato di fatto e progetto. Pianta
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0016	P01	Stazione Ottocalli - Confronto tra stato di fatto e progetto. Sezioni e prospetti
P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0017	P01	Stazione Ottocalli - Abaco della vegetazione

2.11 Stazione Carlo III

2.11.1 Piazza Carlo III. Analisi diacronica delle diverse fasi di formazione e stratificazione

Piazza Carlo III emerge nel '700 con l'edificazione del *Real Albergo dei Poveri*. La piazza si estendeva su tutta l'area situata dinanzi al grande complesso ed era conosciuta anche come *Piazza del Reclusorio*, per il nome con cui in passato veniva chiamato l'imponente edificio.



Piazza Carlo III (anni '20 circa)

L'Albergo dei Poveri, è tra le più grandi costruzioni settecentesche realizzate in Europa. Progettato dall'architetto Ferdinando Fuga tra il 1751 e il 1819, su commissione del Re Carlo di Borbone, era destinato a diventare la residenza di tutti i poveri del Regno di Napoli. Per esigenze "sociali", consistenti nella volontà di spostare i poveri ai margini della città, e per le sue dimensioni, l'edificio fu eretto al di fuori del centro storico, in prossimità della Chiesa, ai confini del Borgo di Sant'Antonio Abate.



Mappa topografica della città di Napoli e de' suoi contorni di Giovanni Carafa Duca di Noja (1775)

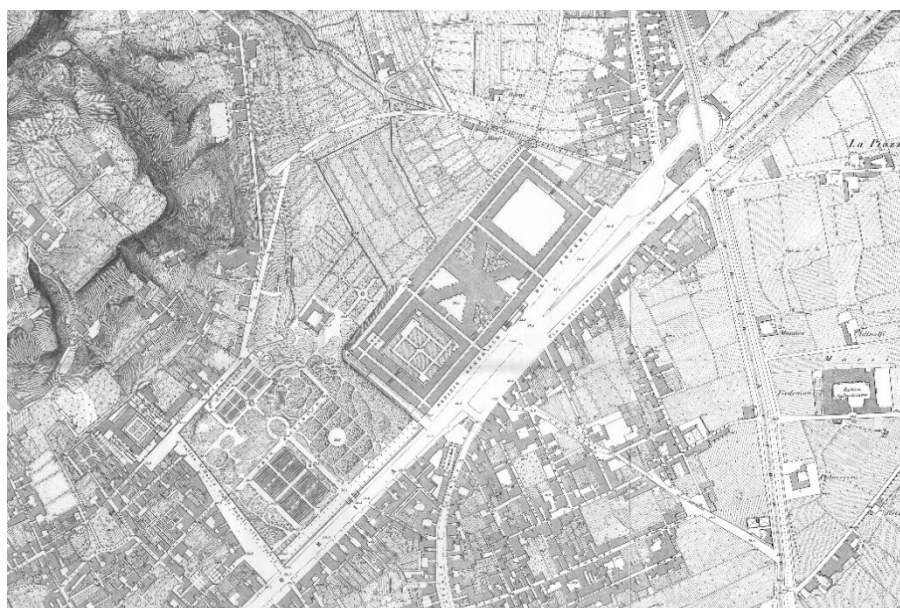
Mandataria

Mandanti

La *Mappa topografica della città di Napoli e de' suoi contorni* di Giovanni Carafa Duca di Noja del 1775, rappresenta il progetto originario dell'Albergo dei Poveri, del quale è stato realizzato solo la parte centrale con le tre corti, dimostrando che a quell'epoca l'edificio fosse ancora in costruzione.



Piazza Carlo III (inizio '800)



Carta Giambarba - Schiavoni, Tavole n. 8 e 9 (1872)

Mandataria

Mandanti

Dalla Carta Giambarba – Schiavoni, tavole n.8 e 9, si può notare nel XIX secolo la piazza che si configura come uno slargo strettamente relazionato alla facciata del Real Albergo dei Poveri, di cui risulta costruito parte del progetto originario riconoscibile oggi; inoltre nel 1807 fu fondato l'Orto Botanico con decreto di Giuseppe Bonaparte, con un progetto che venne portato avanti dagli architetti Giuliano de Fazio e Gaspare Maria Paoletti.



Piano di Risanamento. Planimetria generale (1888)

La conformazione della piazza, così come si presenta nella condizione attuale, inizia a delinearsi con le opere di urbanizzazione della zona, che determinarono un ampliamento ad est del centro storico, in particolare durante il periodo di risanamento, che portò alla realizzazione di Corso Garibaldi.



Cartografia redatta dal Consiglio Provinciale delle Corporazioni di Napoli (1940)

A partire dall'inizio del XX secolo, in seguito alla costruzione degli altri 4 palazzi che la delimitano a nord-est, la piazza assunse l'attuale forma a emiciclo. La presenza del tracciato di binari, come si evince dalla cartografia redatta dal Consiglio Provinciale delle Corporazioni di Napoli nel 1940, testimonia quanto l'ampliamento della città sia stato determinante per piazza Carlo III, divenuta un importante sede ferroviaria con l'inaugurazione della Ferrovia Alifana nel 1913, la quale collegava Napoli a Piedimonte d'Alife. Un vero e proprio passo rivoluzionario per l'economia dei paesi della provincia di Caserta, che finalmente vennero collegati con il centro città. La tratta era divisa in due parti: l'Alifana "alta" e "bassa". Quest'ultima faceva capolinea in piazza Carlo III; l'edificio della stazione era situato a ovest. Da qui il treno partiva, attraversava la piazza al centro, proseguiva per Capodichino lungo via Don Bosco, e arrivava a Santa Maria Capua Vetere.



Stazione Ferroviaria Alifana a Piazza Carlo III (anni '20)

Mandataria

Mandanti

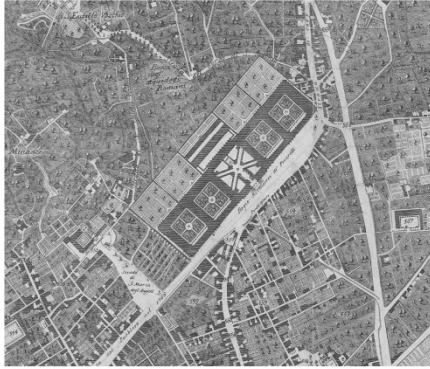
Negli anni, il collegamento ferroviario andò incontro a un naturale declino: se durante la Seconda guerra mondiale fu quasi completamente distrutto, il 'boom economico' degli anni '50, e lo sviluppo del settore automobilistico che ne seguì, comportò una così elevata presenza di vetture in strada che la coesistenza della ferrovia e del traffico automobilistico divenne troppo complessa da gestire. Nel 1954 il terminal venne dislocato in via Don Bosco; Piazza Carlo III smise di essere capolinea.

Dismissa la stazione, si decise di realizzare al centro dell'area un'isola pedonale con aiuole, il cui disegno ricorda il tracciato dei vecchi binari.



Piazza Carlo III (anni '60)

La conformazione attuale è pressoché la medesima di quella degli anni '60, caratterizzata dal vecchio edificio della stazione, che ospita ora un hotel, e dall'isola pedonale, che funge da "rotonda". La piazza rappresenta invero un elemento di confluenza di diverse arterie che, se da un lato la rendono un importante snodo viario, dall'altro, a causa del traffico elevato, determinano una situazione estremamente caotica e poco piacevole che non consente alla popolazione di "viverla come piazza".



Mapa topografica della città di Napoli e de' suoi contorni
Giovanni Carafa Duca di Noja, 1775

Fine XVIII secolo



La *Mapa topografica della città di Napoli e de' suoi contorni* di Giovanni Carafa Duca di Noja del 1775 rappresenta il progetto originario dell'Albergo dei Poveri, del quale è stato realizzato solo un quinto, dimostrando che a quell'epoca l'edificio fosse ancora in costruzione. Infatti, la sua costruzione durò per circa 70 anni, terminando nel 1819. La mappa mostra anche che all'epoca la piazza, dall'andamento longitudinale, era denominata Piazza del Rectusorio, e l'attuale via Foria fu inaugurata nel 1766.

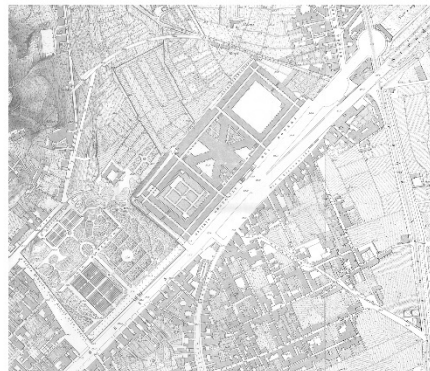
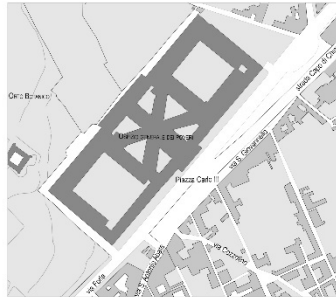
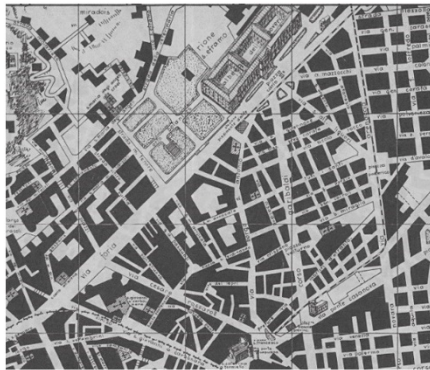


Tavola Schiavoni 8 e 9, Napoli, 1872

Fine XIX secolo

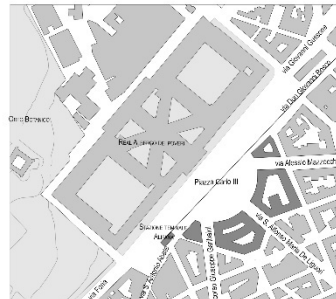


La *Tavola Schiavoni* del 1872 testimonia:
- la costruzione dell'Orto Botanico del 1807;
- il termine dei lavori del Real Albergo dei Poveri.
Piazza Carlo III presenta un andamento a forte carattere longitudinale, la quale prende la dimensione dell'Edificio.



Consiglio Provinciale delle Corporazioni di Napoli, 1940

XX secolo

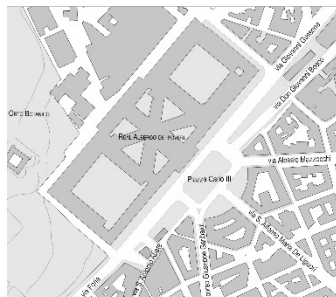


La *Carta del Consiglio Provinciale delle Corporazioni di Napoli* del 1940 ci mostra i cambiamenti morfologici della piazza:
- Dal 1913 al 1954 fu istituita Ferrovia Alifana, la quale collegava Napoli a Piedimonte d'Alife, con capolinea in Piazza Carlo III;
- Negli anni '20, con la costruzione dei 4 palazzi a sud-est, la piazza assunse l'attuale forma a emiciclo.



Google maps, 2022

XXI secolo



Dagli anni '60 sino ad oggi, la conformazione di Piazza Carlo III è pressoché la medesima:
- il vecchio edificio della stazione oggi ospita ora un hotel;
- al centro è stata posta un'isola pedonale, con aiuole, il cui disegno ricorda il tracciato dei vecchi binari e sul piano della carrabilità, funge da "rotonda".
La piazza rappresenta invero un impianto di base costituito da diverse arterie che, se da un lato la rendono un importante snodo viario, dall'altro, a causa del traffico elevato, si crea una situazione estremamente caotica e poco piacevole che non consente alla popolazione di "viverla come piazza".

Analisi diacronica. Quadro sinottico di sintesi

Mandataria

Mandanti

2.11.2 Piazza Carlo III. Rilievo dello stato attuale dei luoghi

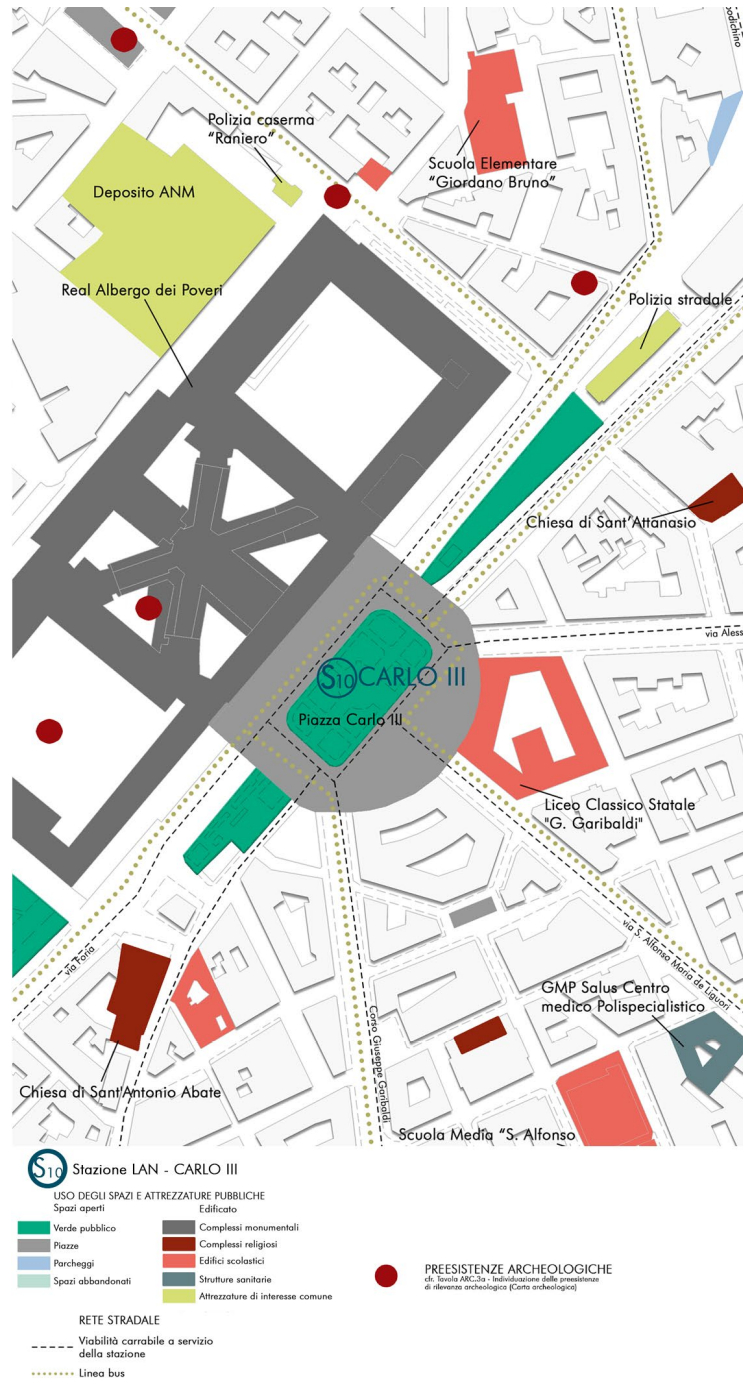
Il nodo urbano di Piazza Carlo III è localizzato nel quartiere San Carlo all'Arena, in prossimità di Piazza Nazionale e della stazione di Napoli Centrale. Considerata la sua posizione, Piazza Carlo III assurge a porta orientale del centro storico. Sfruttando la contiguità con via Foria, che in parte delinea il confine settentrionale del centro storico, Piazza Carlo III costituisce il punto di partenza strategico di eventuali itinerari culturali.

È fortemente caratterizzato dalla presenza del Real Albergo dei Poveri, quinta di un tridente viabilistico che definisce la forma dei grandi isolati composti da blocchi edilizi compatti. L'area è prevalentemente a carattere residenziale, con la presenza di alcuni complessi scolastici. È evidente come il Real Albergo dei Poveri rappresenti la principale polarità del nodo, in quanto presenza architettonica e monumentale di grande importanza, ma è anche importante rimarcare la vicinanza del Real Orto Botanico, la cui prossimità fisica non si riflette nelle relazioni architettoniche tra l'invaso e tale polmone verde.



Ortofoto. Stato attuale dei luoghi

L'interessante linearità dell'invaso che emergeva dalle carte storiche pre-risanamento, determinata dalla strettissima relazione tra gli assi di via Foria – via Nuova Del Campo e i fronti compatti delle cortine, rispettivamente quella determinata a nord dal Prospetto monumentale dell'Albergo dei Poveri e a sud dalla cortina compatta degli isolati edilizi, è stata alterata sostanzialmente da due fattori. Il primo, in ordine cronologico, è la creazione dell'emiciclo previsto dal Piano di Risanamento che apparentemente rafforza la relazione con l'Albergo, ma in realtà avvia un processo di frammentazione del vuoto della piazza. Processo rafforzato dalla sempre più impattante presenza dei flussi viabilistici. Lo spazio di Piazza Carlo III è attualmente infatti uno snodo di viabilità, attraversato da un flusso carrabile rilevante.



Mapa degli usi degli spazi, delle attrezzature pubbliche e della rete stradale

Il processo di frammentazione ha determinato la presenza di una serie di spazi a piazza più piccoli sconnessi contenuti in un vuoto più grande. È possibile riconoscere almeno 5 di questi vuoti minori: il primo è la l'ampio bordo che costeggia l'Albergo dei Poveri, caratterizzato da una pavimentazione in porfido e pietra lavica e un filare di Washingtonia molto late; il secondo è lo spazio a giardino

simmetrico collocato in posizione centrale, quello che può essere considerato il fulcro di piazza Carlo III, ma che paradossalmente è quello meno vissuto dalla collettività poiché può essere considerato, simultaneamente, causa ed effetto della sconnessione; il terzo più che uno spazio unitario, risulta essere caratterizzato da una sequenza di spazi pubblici di bordo che a partire dallo spazio antistante l'ex stazione dell'Alifana (oggi struttura ricettiva) fino agli ampi spazi pavimentati che cingono i 4 edifici che generano la forma ad emiciclo di inizio 900', configurano gli spazi maggiormente vissuti della piazza, perché connessi alla vita del Borgo San Antonio Abate e alle numerose attività presenti ai piani terra degli edifici che formano il bordo sud della piazza; il quarto e ultimo spazio minore è quello che costeggia il bordo sinistro salendo via Don Giovanni Bosco (vecchia via Nuova del Campo), area caratterizzata da un filare di platani, delle piccole aiuole e un campetto da basket, che si caratterizza per essere una delle pochissime attrezzature pubbliche accessibili presenti.





Piazza Carlo III. Documentazione fotografica dello stato dei luoghi

La situazione attuale, se rapportato alla memoria storica della piazza portata alla luce dall'analisi diacronica del paragrafo precedente, mette in luce come queste "piazze minori", oltre alla evidenziata sconnessione e lo scarso utilizzo che ne viene fatto, presentano una incapacità, sotto il profilo delle relazioni urbano-architettoniche, di rapportarsi alla misura dell'Albergo dei Poveri, rispetto invece alla fase pre-risanamento, in cui sembra che lo sviluppo lineare e assale del vuoto riesca maggiormente a rapportarsi al monumento borbonico. Questo dato è assunto alla base delle scelte di progetto.

Sono stati sviluppati degli elaborati grafici di rilievo dello stato di fatto *ante operam* degli spazi pubblici interessati dalla proposta di intervento con un'attenta rappresentazione in scala architettonica d'insieme e di dettaglio (foto, pianta, più sezioni trasversali e longitudinali significative quotate, comprensive degli edifici che delimitano tali spazi per un congruo intorno): P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0002/0009.

2.11.3 Il progetto della Stazione LAN Carlo III

Dall'analisi cronomorfologica e dalla lettura dello stato dei luoghi sono emerse almeno tre questioni, che possono essere considerate come alcune delle principali cause dello scarso utilizzo e dello stato di abbandono che vivono molte parti della piazza: la frammentazione della grande invasio in quelle che abbiamo definito come "piazze minori", presentano una incapacità, sotto il profilo delle relazioni urbano-architettoniche, di rapportarsi alla misura dell'Albergo dei Poveri, rispetto invece alla fase pre-risanamento, in cui sembra che lo sviluppo lineare e assale del vuoto riesca maggiormente a rapportarsi al monumento borbonico; l'incapacità del sistema frammentato di vuoti di entrare in relazione con le numerosi direttrici, soprattutto quelle di via Foria e via Don Bosco, che convergono in esso e l'estremo isolamento dello spazio centrale a giardino che chiude l'emiciclo; l'inteso e confuso flusso viabilistico. Questi dati sono stati assunti alla base delle scelte di progetto.

A partire da tali assunti il progetto concettualmente fonda su due aspetti fondamentali: **l'assializzazione del vuoto della piazza e la ricerca di relazioni metriche e segniche con il Real Albergo dei Poveri**. In questo modo, oltre a "spingere" il centro verso i bordi, si configura un'inedita sequenza spaziale connessa in un vuoto urbano oggi fortemente frammentato. Attraverso la piazza si prova a innescare

progettualmente un sistema di relazioni, visive e spaziali, a scala urbana. In continuità con tali assunti una griglia ortogonale 10x10 m che, oltre a ricerca una misura con Palazzo Fuga definisce un primo dispositivo di controllo spaziale di un invaso molto ampio e complesso, che contribuisce ad una lettura della piazza come un unico grande sistema continuo. A tale griglia si sovrappongono, come una nuova giacitura che rompe tale regolarità, gli assi di via Foria e via Don Bosco, che penetrano nel vuoto. Questi due sistemi determinano un nuovo spazio centrale che ridisegna quello esistente, "avanzando" verso l'Albergo e configurando un nuovo grande accesso libero e pedonale in diretta continuità con lo scalone di accesso. Tale nuovo spazio centrale è immaginato come una quarta corte del grande edificio, dalla vocazione urbana poiché strettamente connessa alle dinamiche di mobilità che si intendono innescare nell'area. All'interno di tale impianto generale sono stati collocati i dispositivi di connessione verticale della stazione in quattro punti, tali che individuano un sistema di connessione e di attraversamento in senso trasversale e longitudinale dell'intera piazza. La pensilina più grande è stata inserita, anche simbolicamente, a completamente del prospetto principale dell'edificio dell'ex Alifana, della quale la pensilina e gli elementi sottostanti (scala fissa e mobile, blocco ascensori, sedute e sistema puntuale dei pilastri) ne riprendono la giacitura entrando in tensione con la griglia di base. La seconda pensilina, che accoglie due scale mobile e una fissa centrale, è collocata sul bordo ovest dello spazio pubblico compreso tra Corso Garibaldi e via S. Alfonso Maria de Liguori. La terza pensilina, ancora più piccola della seconda, accoglie due ascensori ed è accostata al muro perimetrale che delimita il salto di quota tra via Don Bosco e lo spazio a sviluppo lineare presente a nord-ovest della piazza. Una quarta uscita scoperta, collocata al centro della piazza, è pensata come un nuovo accesso diretto all'Albergo dei Poveri. L'assenza di copertura è determinata dalla volontà di non interferire in alcun modo con il prospetto del grande edificio monumentale.



Mandataria

Mandanti



Piazza Carlo III. Planimetria generale e sezione di progetto

Le azioni di progetto sono accompagnate e rese possibili da un indispensabile e necessario cambio del funzionamento della viabilità. Tale revisione della viabilità, che per altro non comporta nessun particolare sconvolgimento dei flussi carrabili, consente di incrementare sensibilmente la superficie pavimentata libera pedonale e, soprattutto, di “agganciare” lo spazio centrale allo scalone dell’Albergo. La nuova organizzazione dei flussi prevede: la pedonalizzazione di un tratto di strada che da via Foria va verso la rotonda di via Arenaccia, precisamente la porzione antistante l’ingresso l’Albergo dei Poveri; il restringimento delle corsie carrabili (dai 15m circa attuali a circa 12m). Attraverso queste due azioni è possibile dilatare in maniera significativa lo spazio pedonale.



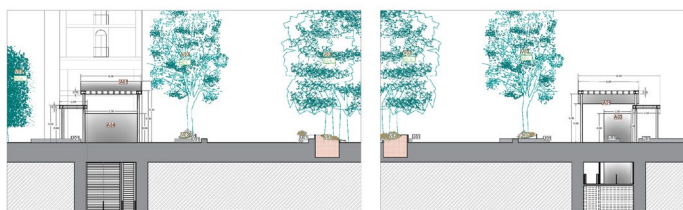
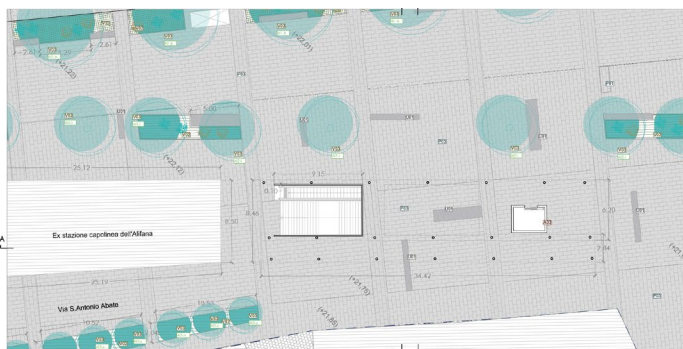
Piazza Carlo III. Vista assometrica di progetto della nuova piazza

Elemento fondamentale del nuovo impianto di progetto è il ruolo svolto dalla componente vegetale. I nuovi filari alberati, oltre a circoscrivere nuovi ambiti e spazi raccolti ombreggiati, rappresentano un dispositivo progettuale fondamentale e trainante dell’idea di “assializzazione” del vuoto. Per maggiori specifiche sul tipo di specie vegetali, il posizionamento e le caratteristiche si rimanda alla relazione agronomica e all’abaco delle specie vegetali (P101009-LTF-MIA-LAN-MS00-RP-Y-0003 – **Relazione agronomica** e P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0028 - **Abaco della vegetazione**).

La nuova spazialità della piazza determina un nuovo sistema di relazioni urbane, in particolare con l’Orto Botanico e L’Alberto dei Poveri: con il primo si pone in un rapporto di continuità, quasi come se volesse estendere le alberature presenti in esso ne volesse prolungare le grandi alberature nella piazza, prolungandole oltre il suo recinto; con il secondo si pone come un innesto basso, come a voler configurare un suo nuovo grande basamento.

Per le nuove superfici pavimentate si è scelto di intervenire in continuità con le pavimentazioni esistenti, utilizzando dei rivestimenti in lastre di pietra lavica, mentre si è scelta, per le aree gioco e sportive di utilizzare una pavimentazione antitrauma in gomma riciclata con differenti colorazioni. Per quanto riguarda le **griglie** di areazione, le **botole** delle scale di emergenza e quelle del calaggio materiali, sono state studiate delle modalità di posizionamento e disposizione tali da consentire la **massima integrazione possibile con la geometria delle pavimentazioni di progetto**.

La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del "suolo", concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo rivestiti in basalto. Per gli elementi di illuminazione e di arredo come le rastrelliere per biciclette, le recinzioni di sicurezza dei playground sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.





Piazza Carlo III. Studio dell'inserimento architettonico e paesaggistico della pensilina principale

Per approfondire le soluzioni di progetto si rimanda ai seguenti elaborati:

P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0001	P02	Stazione Carlo III - Inquadramento urbanistico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0002	P02	Stazione Carlo III - Rilievo fotografico
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0003	P02	Stazione Carlo III - Rilievo dello stato di fatto. Planimetria [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0004	P02	Stazione Carlo III - Rilievo dello stato di fatto. Sezioni [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0005	P01	Stazione Carlo III - Rilievo dello stato di fatto. Pianta 1/3 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0006	P01	Stazione Carlo III - Rilievo dello stato di fatto. Pianta 2/3 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0007	P01	Stazione Carlo III - Rilievo dello stato di fatto. Pianta 3/3 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0008	P01	Stazione Carlo III - Rilievo dello stato di fatto. Sezioni 1/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0009	P01	Stazione Carlo III - Rilievo dello stato di fatto. Sezioni 2/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0010	P01	Stazione Carlo III - Demolizioni, rimozioni, spostamenti. Planimetria 1/3 [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0011	P01	Stazione Carlo III - Demolizioni, rimozioni, spostamenti. Planimetria 2/3 [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0012	P01	Stazione Carlo III - Demolizioni, rimozioni, spostamenti. Planimetria 3/3 [1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0013	P01	Stazione Carlo III - Planimetria di progetto [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0014	P01	Stazione Carlo III - Sezioni di progetto [scala 1:500]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0015	P01	Stazione Carlo III - Pianta di progetto 1/3 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0016	P01	Stazione Carlo III - Pianta di progetto 2/3 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0017	P01	Stazione Carlo III - Pianta di progetto 3/3 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0018	P01	Stazione Carlo III - Sezioni di progetto 1/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0019	P01	Stazione Carlo III - Sezioni di progetto 2/2 [scala 1:200]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0020	P01	Stazione Carlo III - Piante, prospetti e sezioni di progetto. Stralci 1/3 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0021	P01	Stazione Carlo III - Piante, prospetti e sezioni di progetto. Stralci 2/3 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0022	P01	Stazione Carlo III - Piante, prospetti e sezioni di progetto. Stralci 3/3 [1:100]
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0023	P01	Stazione Carlo III - Fotoinserimento di confronto tra stato di fatto e progetto 1/3
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0024	P01	Stazione Carlo III - Fotoinserimento di confronto tra stato di fatto e progetto 2/3
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0025	P01	Stazione Carlo III - Fotoinserimento di confronto tra stato di fatto e progetto 3/3
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0026	P01	Stazione Carlo III - Confronto tra stato di fatto e progetto. Pianta
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0027	P01	Stazione Carlo III - Confronto tra stato di fatto e progetto. Sezioni
P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0028	P01	Stazione Carlo III - Abaco della vegetazione

3. ASPETTI AGRONOMICI

Il progetto del verde si fonda su tre fondamentali obiettivi:

- A. Interpretare la vegetazione **non come soluzione puntuale al disegno degli spazi stradali di risulta, quanto invece come l'elemento identitario del progetto di sistemazione, insieme agli elementi architettonici;**
- B. **Salvaguardare le specie vegetali esistenti,** compatibilmente con le esigenze dell'infrastruttura e dei flussi viari di superficie;
- C. Operare una **scelta attenta della vegetazione** da utilizzare nei singoli contesti specifici.

Per dare seguito a tali obiettivi, sono state fatte verifiche specifiche che hanno permesso di acquisire ulteriori informazioni sulle eventuali interferenze dell'infrastruttura sulla vegetazione esistente, fornendo al contempo indicazioni più precise sulla scelta varietale di progetto. In particolare, si riportano le azioni effettuate:

- 1) Rilievo puntuale delle specie arboree esistenti e delle aree a verde con copertura erbacea o arbustiva. Quanto esistente è stato riportato nelle planimetrie generali relative allo stato dei luoghi;
- 2) Verifica puntuale delle interferenze dell'ipotesi di progetto sulla vegetazione esistente, secondo le specifiche riportate nell'Ordinanza Sindacale del Comune di Napoli n. 1243 del 2005;
- 3) Individuazione di associazioni vegetali a ridotti costi di gestione. L'indirizzo generale è volto a ridurre le superficie ad elevati costi di gestione.

Per ulteriori specifiche e descrizioni di dettaglio si rimanda all'elaborato specialistico: **P101009-LTF-MIA-LAN-MS00-RP-Y-0003 – Relazione agronomica.**

3.1 Scelte Varietali

Le specie vegetali previste per la sistemazione a verde delle aree rispondono ad alcuni criteri di scelta, formulati al fine di ottenere un risultato finale di pregio ornamentale ma con limitato carico manutentivo, rapportato alle dimensioni trattate. Di seguito i criteri adottati:

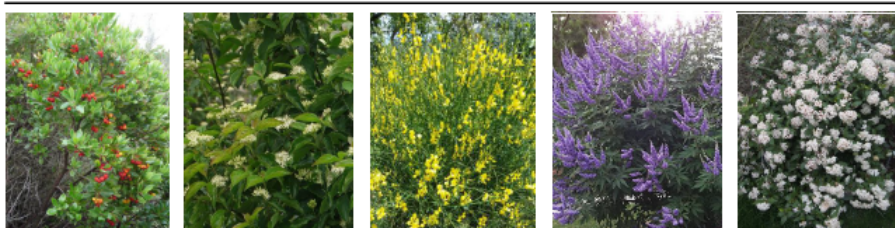
- 1) l'appartenenza alle specie della vegetazione naturale potenziale;
- 2) la provenienza da aree geografiche con medesimo corotipo dell'area di progetto;
- 3) un carattere ornamentale specifico necessario per la tematizzazione di un'area.

Le specie arboree, arbustive ed erbacee scelte sono di seguito riportate nella tabella seguente, con definizione nello specifico delle specie, dimensioni vivaistiche, altezza attesa del livello di vegetazione, densità di impianto e indicazioni sugli accostamenti tra specie della stessa associazione.

V02 - Vegetazione arbustiva

A. Gruppi "naturaliformi"

Arbutus unedo(25%), *Cornus sanguinea*(15%), *Spartium junceum*(25%), *Vitex agnus castus*(20%), *Viburnum tinus*(15%).



In gruppi di almeno 10 piante con densità di n. 2 piante/mq - in vaso 24 cm - a dimora su terreno nudo, con irrigazione a goccia - H 1,80-2,50 m

B. Gruppi arbustivi medi

Pistacia lentiscus(25%), *Myrtus communis*(25%), *Rosmarinus officinalis*(15%), *Cistus* spp. (*C. purpureus*, *salvifolius*)(15%), *Gaura lindheimeri*(20%)



In vaso 18cm -per gruppi di almeno 12 piante per specie e n. 3 piante/mq, a dimora su telo pacciamente, con irrigazione a goccia - H 0,80-1,20 m;

C. Gruppi arbustivi "tappezzanti"

Rosmarinus officinalis 'Prostratus'(50%), Helichrysum italicum(20%), Agapanthus africanus in var.(5%), Iris germanica(5%), Gaura lindheimeri 'siskiyou pink'(20%),



In vaso 18cm-per gruppi di almeno 12-15 piante per specie e con una densità di n. 3 piante/mq (7-9 piante/mq per agapantho e iris), a dimora su telo pacciame, con irrigazione a goccia - H 0,40-0,80 m;

D. Gruppo arbustivo basso "greenway"

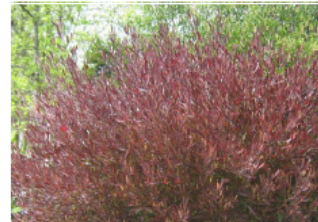
Gaura lindheimeri (80%), Gaura lindheimeri 'siskiyou pink' (20%)



In vaso 18cm-per gruppi di almeno 50-80 piante per varietà e con una densità di n. 3 piante/mq, a dimora su terreno nudo, con predisposizione all'irrigazione a goccia - H 0,40-1,20 m;

E. Gruppo arbustivo alto "greenway"

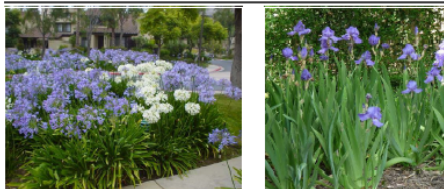
Dodonaea viscosa (100%),



In vaso 24 cm, densità di n. 2 piante/mq, a dimora su terreno nudo, con predisposizione all'irrigazione a goccia - H 0,80-1,50 m;

F. Gruppo erbaceo basso

Agapanthus africanus in var. (50%), Iris germanica (50%)



In vaso 18 cm, densità di n. 9 piante/mq, a dimora su terreno nudo, H 0,40-0,80 m;






G. Gruppo erbaceo alto

Pennisetum alopecuroides in var. (100%),












In vaso 24 cm, densità di n. 3 piante/mq, a dimora su terreno nudo, con predisposizione all'irrigazione a goccia H 0,60-0,80 m;

V03 - Abaco delle essenze arboree

Codice di riferimento	Nome scientifico	Nome comune	Altezza massima (m)	Distanza di impianto (m)	
AI1-a	Platanus x acerifolia	Platano	20	8	
AI1-b	Quercus ilex	Leccio	25	8	
AI1-c	Quercus suber	Sughera	20	8	
AI1-d	Ulmus minor	Olmo	30	8	
AI1-e	Celtis australis	Bagolaro	20	8	




V03 - Abaco delle essenze arboree

Codice di riferimento	Nome scientifico	Nome comune	Altezza massima (m)	Distanza di impianto (m)	
A12-a	Acer campestre 'Elsrijk'	Acero campestre	8	5	
A12-b	Albizia julibrissin	Acacia di Costantinopoli	6	5	
A12-c	Ceratonia Siliqua	Carrubo	10	5	
A12-d	Davidia involucreta	Albero dei fazzoletti	18	8	
A12-e	Fraxinus Angustifolia	Frassino meridionale	15	8	
A12-f	Liquidambar styraciflua 'Worplesdon'	Storace Americano	20	8	
A12-g	Morus nigra	Gelso nero	12	5	
A12-h	Paulonia tomentosa	Paulonia tomentosa	20	8	
A12-i	Pyrus calleriana 'Chanticleer'	Pero	7	5	

Mandataria

Mandanti

V03 - Abaco delle essenze arboree

Codice di riferimento	Nome scientifico	Nome comune	Altezza massima (m)	Distanza di impianto (m)	
A13-a	Cercis Siliquastrum	Albero di Giuda	7	4	
A13-b	Lagerstroemia indica	Mirto crespo	6	4	
A13-c	Prunus Cerasifera 'Pissardi'	Prunus Pissardi	5	4	
A13-d	Punica granatum	Melograno	5	4	

Uno dei principali obiettivi del progetto delle architetture e degli spazi aperti delle stazioni è quello di **creare spazi verdi intesi come oasi urbane** all'interno di contesti molto costruiti. Queste ultime sono fondamentali perché contribuiscono a migliorare la qualità dell'aria, assorbendo CO2 e sostanze inquinanti e liberando ossigeno (per questo definiti "polmoni verdi"); a diminuire la temperatura dell'aria di diversi gradi, svolgendo di fatto una importantissima funzione termoregolatrice in estate; diminuire l'inquinamento acustico grazie alla loro capacità fonoassorbente; rendono più gradevole il paesaggio e, di conseguenza, aiutano a migliorare il benessere psicofisico dei cittadini e la qualità della loro vita nelle aree urbane; contribuiscono a mitigare gli eventi pluviometrici estremi.

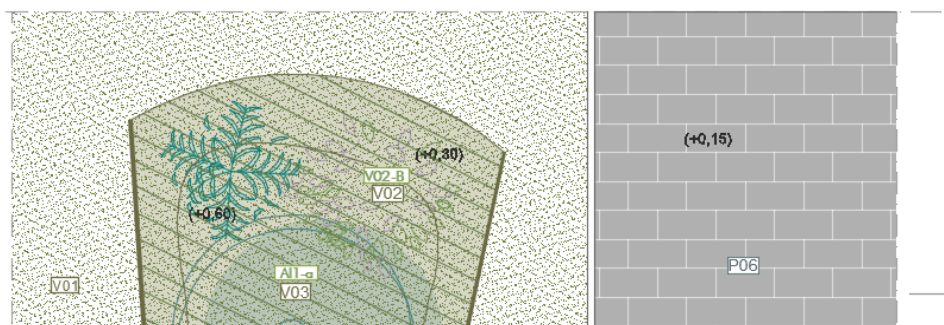
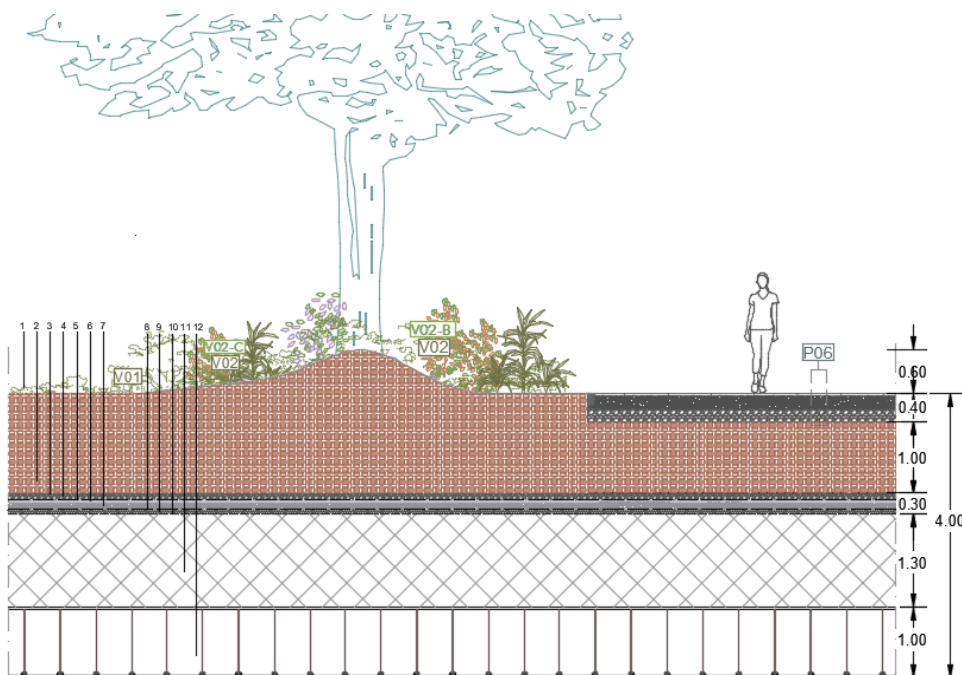
Per evidenziare l'impatto positivo del progetto relativamente a questi aspetti è stata redatta una tabella in cui viene evidenziato, per ogni manufatto della nuova LAN, la quantità di superfici permeabili perse e quelle guadagnate attraverso il progetto.

	A	B	C	D	G	H	I
	Opere di Linea - Tracciato Fondamentale	Tipologia	Progressiva (km)	Dislivello Piano ferro/Strada	Superficie Sistemazioni Esterne	Superficie permeabile eliminata	Superficie permeabile aggiunta
1							
2	Capolinea C01 Napoli	-	1+100,00		-		
3	Stazione MS03 - CARLO III (SSE)	TIPO A	1+300,89	27,00	28389,00	2500,00	3500,00
4	Manufatto SH01 - CDV	TIPO a	1+665,00	30,12	-	0,00	0,00
5	Stazione MS04 - OTTOCALLI	TIPO B	1+966,68	29,13	3116,00	390,00	1200,00
6	Manufatto SH02 - CDV	TIPO a	2+445,00	32,83	976,00	0,00	200,00
7	Stazione MS05 - LEONARDO BIANCHI	TIPO B	2+897,61	49,08	5771,00	45,00	280,00
8	Manufatto SH03 - CDV/SSE	TIPO c	3+300,00	46,29	2750,00	0,00	600,00
9	Stazione MS06 - DI VITTORIO	TIPO C	3+609,97	44,77	14698,00	0,00	1400,00
10	Manufatto SH04 - UE/AS	TIPO b	4+055,00	39,47	425,00	55,00	80,00
11	Manufatto SH20 - UE/AS	TIPO b	4+055,00	39,47	400,00	0,00	0,00
12	Tronchino di linea - T02	-	4+081,45	18,92	84191	14900	21200
13	Manufatto SH05 - CDV	TIPO a	4+490,00	39,40	-		
14	Stazione MS07 - CASAVATORE SAN PIETRO	TIPO A	4+907,63	41,00	5992,00	0,00	4200,00
15	Manufatto SH06 - UE/AS	TIPO b	5+130,00	36,70	117,00	0,00	0,00
16	Manufatto SH21 - UE/AS	TIPO b	5+130,00	36,50	105,00	0,00	90,00
17	Manufatto SH07 - CDV/SSE	TIPO c	5+468,00	39,70	3950,00	1500,00	0,00
18	Stazione MS08 - CASORIA CASAVATORE	TIPO B	5+887,94	39,25	4890,00	30,00	800,00
19	Manufatto SH08 - CDV	TIPO a	6+370,00	41,25	1905,00	0,00	1500,00
20	Stazione MS09 - CASORIA CENTRO	TIPO B	6+810,77	38,15	2218,00	130,00	700,00
21	Manufatto SH09 - CDV	TIPO a	7+040,00	36,05	1361,00	380,00	600,00
22	Stazione MS10 - CASORIA AFRAGOLA	TIPO A	7+406,84	28,97	7172,00	0,00	3800,00
23	Manufatto T01 - Officina Ricovero Base	-	7+546,69	-	-		
24	Manufatto SH10 - CDV	TIPO a	7+860,00	29,18	1861,00	0,00	950,00
25	Manufatto SH11 - UE/AS	TIPO b	8+200,00	30,72	1200,00		
26	Manufatto SH22 - UE/AS	TIPO b	8+200,00	31,06	1200,00	750,00	0,00
27	Manufatto SH12 - CDV/SSE	TIPO c	8+525,00	32,65	3661,00	3000,00	0,00
28	Manufatto SH13 - UE/AS	TIPO b	8+878,00	37,00	107,00	0,00	80,00
29	Manufatto SH23 - UE/AS	TIPO b	8+878,00	35,85	107,00	0,00	50,00
30	Stazione MS11 - AFRAGOLA GARIBALDI	TIPO A	9+352,74	40,97	14856,00	0,00	500,00
31	Manufatto SH14 - CDV	TIPO a	9+660,00	38,22	943,00	0,00	400,00
32	Stazione MS12 - AFRAGOLA CENTRO	TIPO B	9+943,34	38,26	4874,00	0,00	3700,00
33	Manufatto SH15 - UE/AS	TIPO b	10+425,00	40,95	162,00	120,00	0,00
34	Manufatto SH24 - UE/AS - SSE - VN (Ventil. Natur)	TIPO d	10+425,00	37,05			
35	Capolinea C02 Afragola	-	10+450,00	-	-		
36						23800,00	45830,00

Calcolo delle superfici permeabili perse e quelle aggiunte con la nuova progettazione

Come si evince dalla tabella la superficie permeabile guadagnata attraverso le opere di progetto è nettamente superiore a quella persa.

Ultima aspetto da sottolineare in questa sede sottolineare riguarda il pacchetto tecnologico del solaio di copertura delle stazioni su cui è previsto da progetto l'inserimento di alberature. In questo caso specifico è stato necessario prevedere una soluzione strutturale e un pacchetto del solaio di copertura capace di accogliere alberature di prima e seconda grandezza. Il terreno vegetale varie il suo spessore da circa un 1,80m fino 2m, come si può evincere dal disegno di dettaglio seguente.



Area a verde su solaio di copertura

- 1 - Prato ornamentale
- 2 - Terreno vegetale. Sp. 140cm
- 3 - Strato di separazione/filtro costituito da tessuto non tessuto in grado di garantire passaggio all'acqua 0,1 cm/sec
- 4 - Drenaggio orizzontale con ghiaia di cava locale. Sp. 8cm
- 5 - Strato di separazione/filtro costituito da tessuto non tessuto in grado di garantire passaggio all'acqua 0,1 cm/sec
- 6 - Strato drenante e riserva idrica in lastre di polietilene. Sp. 3cm
- 7 - Massetto di cemento alleggerito. Sp. 10cm
- 8 - Doppia strato di membrana bituminosa. Sp. 4mm
- 9 - Pannello isolante di polistirene espanso estruso. Sp. 6cm
- 10 - Barriera al vapore. Sp. 2.5mm
- 11 - Soletta in c.a. Sp.130cm
- 12 - Controsoffitto in lastre di cartongesso 1,25cm su struttura in alluminio

4. SCELTE PROGETTUALI RELATIVE AL CARATTERE ARCHITETTONICO DELLE PENSILINEE E AI MATERIALI UTILIZZATI

Nelle aree di progetto, oltre ad utilizzare un **approccio calibrato sulle specifiche caratteristiche dei singoli luoghi**, si sono operate scelte tra loro coerenti dal punto di vista dei materiali e delle tecniche utilizzati, degli elementi di arredo urbano e di illuminazione e delle sistemazioni a verde. Se dal punto di vista progettuale le azioni sono orientate a risolvere i problemi specifici di ogni area e quindi è possibile riscontrare un'ampia varietà di soluzioni, dal punto di vista materica si è ricercata una **continuità** e, dunque, un filo conduttore capace di dare **unità e riconoscibilità** alla nuova linea metropolitana.

4.1 L'architettura delle pensiline

Pensate troppo spesso solo in funzione delle modalità di trasporto e in ragione dell'ottimizzazione dei flussi che conducono a morfologie standardizzate, le stazioni si presentano in molti casi come punti isolati nella rete della mobilità e completamente sconnesse dal paesaggio urbano circostante. Se analizzate nel dettaglio, esse, al contrario, posseggono tutte le potenziali caratteristiche in grado di renderle dei veri e propri elementi di riferimenti negli spazi pubblici della città contemporanea. Un lavoro puntuale sulla ridefinizione delle sezioni stradali chiama in gioco, infatti, elementi architettonici a piccola scala, spesso sottovalutati e relegati ad elementi di arredo urbano, che possono acquisire centralità strategica se pensati contestualmente ad un processo ideativo complessivo. In questa ottica non bisogna guardare gli oggetti (pensiline, sedute, segnaletiche, illuminazione) nella loro autonomia formale, ma rispetto al quadro di relazioni urbane in cui si inseriscono. Gli elementi architettonici a piccola scala, insieme all'incremento della qualità spaziale degli spazi della mobilità, possono contribuire a trasformare l'attraversamento e l'attesa, il transito e la sosta, in nuovi spazi pubblici contemporanei sempre più indispensabili al miglioramento della qualità della vita.

Dal punto di vista architettonico è stato messo a punto un **modello altamente flessibile**, capace cioè di **adattarsi alle condizioni contestuali** e alle caratteristiche relative ai tipologici dei pozzi di stazione. Il sistema architettonico si compone di alcune **invarianti**, elementi di continuità pensati come **innessi riconoscibili** lungo la nuova linea di movimento. La modularità infatti non risponde solo a requisiti di funzionalità e comfort, ma diventa il principale dispositivo progettuale per rendere riconoscibili e dare carattere formale e spaziale alle uscite.

Si propongono due macro sistemi architettonici di coperture, a seconda dei contesti in cui esse si inseriscono: il primo è imperniato sull'idea di avere **grandi coperture unitarie**, degli elementi architettonici unitari e chiaramente riconoscibili, sostenute da un reticolo puntuale di pilastri circolari organizzati per gruppi molto fitti. Sono pensate per rapportarsi con gli spazi diradati, i grandi vuoti urbani presenti soprattutto nelle aree periurbane attraversate dalla nuova linea infrastrutturale. Questa prima tipologia di coperture si caratterizza per l'articolazione studiata lungo la sezione longitudinale, la quale restituisce una "spezzata" che movimentata il grande piano orizzontale; il secondo macro sistema architettonico lavora invece con una composizione di **copertura a strisce parallele** (strips), con sviluppo incrementale sostenuto da un reticolo puntuale di pilastri circolari. Le singole fasce orizzontali individuano i singoli moduli i quali possono articolarsi in rapporto alla specificità del tessuto urbano

intercettato e in base al sistema di connessione verticale che accolgono (scale fisse, scale mobile, blocchi ascensori). Le fasce sono in alcuni case piane, in altri casi ripiegano generando delle coperture composta da più piani inclinati. Queste caratteristiche compositive favoriscono un interessante gioco di luci ed ombre. La luce filtra dagli spazi interstiziali che si generano tra una copertura e l'altra generando interessanti variazioni percettive.

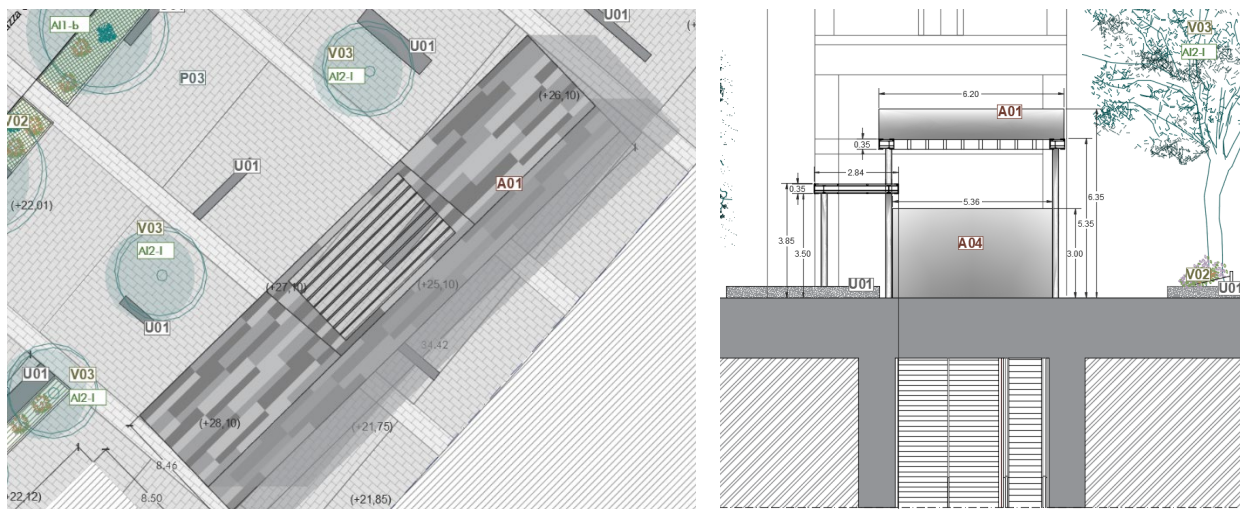
Matericamente la pensilina assomiglia al principio della modularità e appare infatti come un'infrastruttura leggera e flessibile. Si presenta come un segno riconoscibile nella città, ma allo stesso tempo appare organicamente integrato e poco impattante. Un micro-spazio urbano pensato come uno spazio di socialità e integrazione sociale oltre che come semplice spazio funzionale esclusivamente al transito.

La struttura portante delle pensiline è in acciaio. In particolare si prevedono delle colonne tubolari che sostengono travi IPE di differenti spessori. Nello spessore del pacchetto strutturale è previsto l'inserimento della componente impiantistica, compresi gli elementi luminosi a led. La struttura di acciaio è rivestita in lastre di alluminio anodizzato a specchio. La copertura è composta da un solaio con tecnologia a secco con pannelli di alluminio a differente finitura e tonalità di grigio, ancorati con dei montanti metallici di altezza variabile. Le coperture, siano esse inclinate o piane, sono pensate per ospitare una superficie consistente di **pannelli fotovoltaici** atti a garantire una quota parte di energia autoprodotta. Relativamente allo smaltimento delle acque piovane, si prevede di irregimentarle con adeguate pendenze e incanalarle all'interno di tubi pluviali integrati al sistema puntuale dei pilastri.

Ulteriori elementi caratterizzanti l'architettura delle pensiline sono: il sistema volumetrico che genera una composizione di pieni e vuoti sotto i piani orizzontali e inclinati delle coperture ed entrano in dialogo con le cortine costruite; i piani verticali a differenti altezze inclinazioni che segnano i punti di risalita delle scale fisse e mobili. I volumi piani sono, a seconda dei casi, dei blocchi ascensori rivestiti sempre in alluminio a specchio, oppure dei volumi che accolgono di volta in volta bike sharing, piccoli bar, edicole ecc. Questi ultimi sono dei blocchi traslucidi in policarbonato alveolare, mentre i piani/parapetti delle scale sono rivestiti sempre in alluminio a specchio.



Pensilina. Sezione trasversale



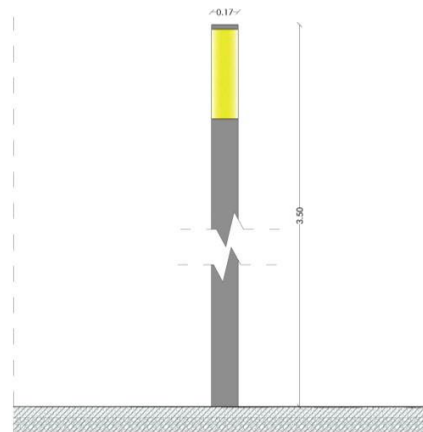
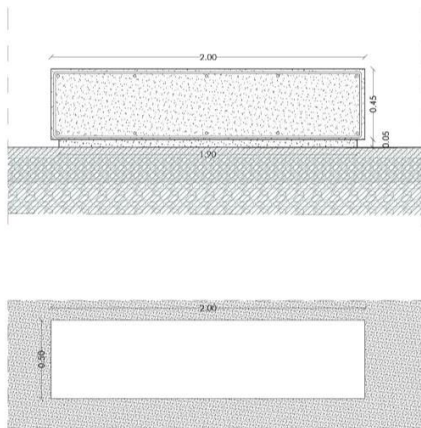
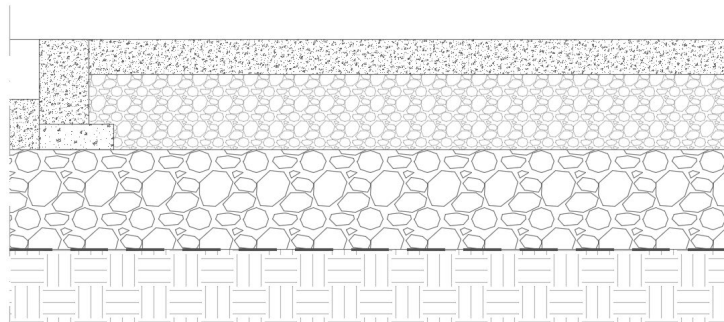
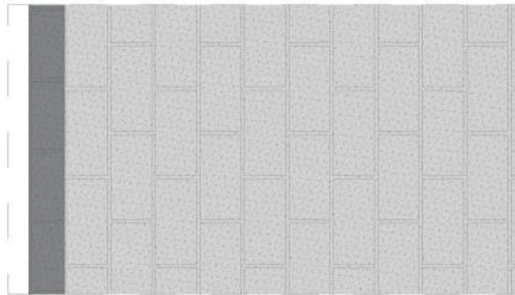
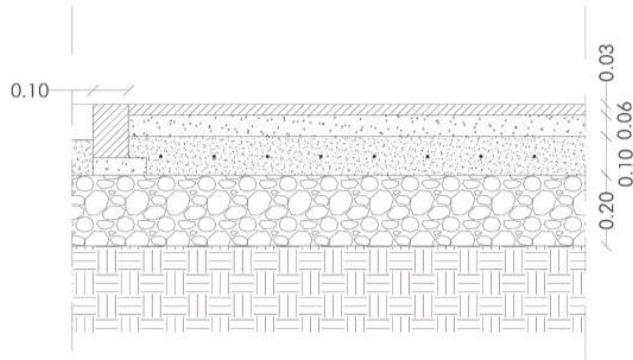
Pensilina. Pianta delle coperture e sezione trasversale

Per approfondire le scelte progettuali relative alle pensiline si rimanda ai seguenti elaborati: P101009-LTF-MIA-LAN-MS06-DR-Y-0010/13 - P101009-LTF-MIA-LAN-MS04-DR-Y-0012/14 - P101009-LTF-MIA-LAN-MS03-DR-Y-0020/25).

4.2 Le soluzioni materiche per gli spazi aperti

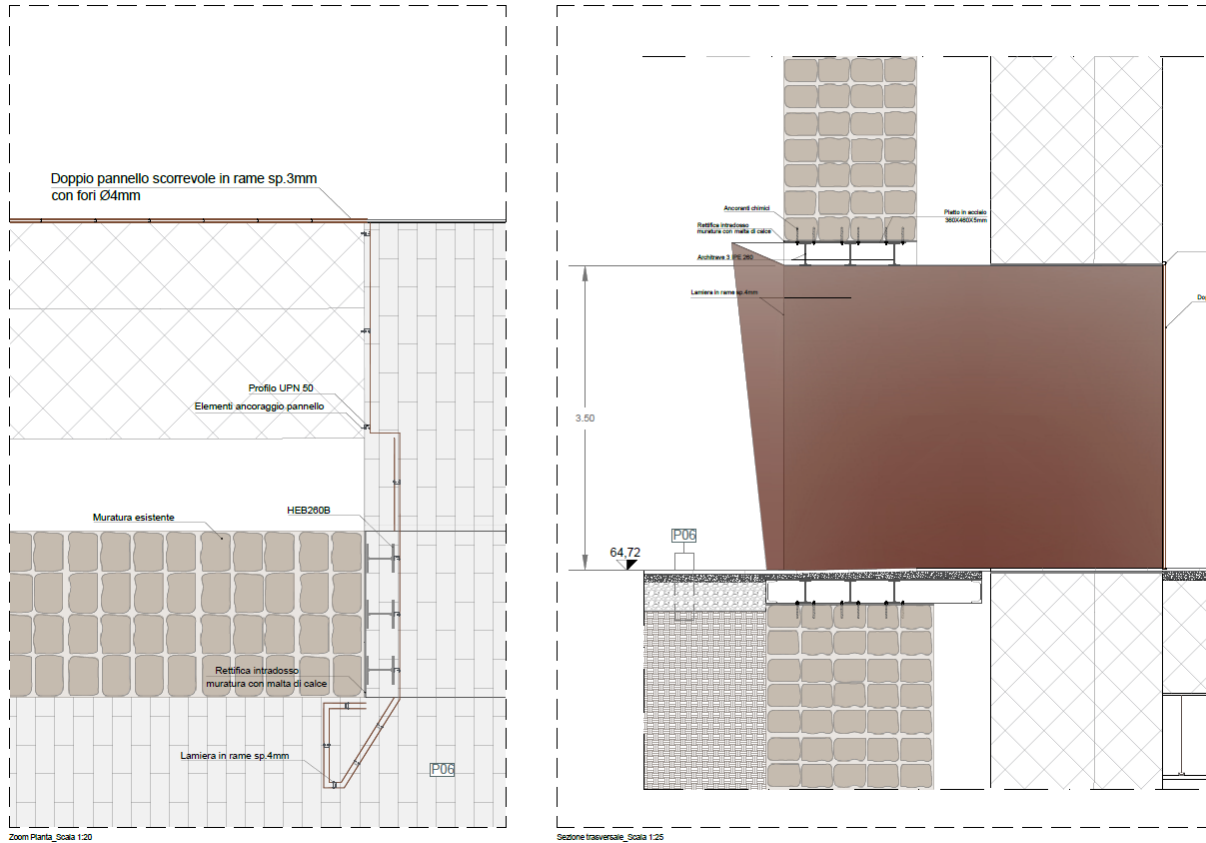
Per le nuove superfici pavimentate si è scelto di intervenire in continuità con le pavimentazioni esistenti, utilizzando dei rivestimenti in lastre di pietra lavica, mentre si è scelta, per le aree gioco e sportive di utilizzare una pavimentazione antitrauma in gomma riciclata con differenti colorazioni. Nei casi invece delle grandi aree immerse nel verde si è scelta una pavimentazione in calcestruzzo drenate, soluzione adottata per ridurre al minimo la superficie impermeabile e dare continuità visiva e percettiva ai percorsi e alle aree in prossimità delle uscite delle stazioni.

La riflessione sugli elementi di arredo urbano ha riguardato la progettazione di elementi che dal punto di vista materico e formale si ponessero in continuità con le scelte principali di progetto. In particolare, per quanto riguarda le sedute, si è scelto di farle appartenere formalmente al piano del "suolo", concependole come blocchi monolitici in calcestruzzo, in alcuni casi rivestiti in basalto. Per gli elementi di illuminazione e di arredo come le rastrelliere per biciclette, le recinzioni di sicurezza dei playground sono in metallo preverniciato grigio, in continuità con gli elementi in acciaio e alluminio delle coperture.

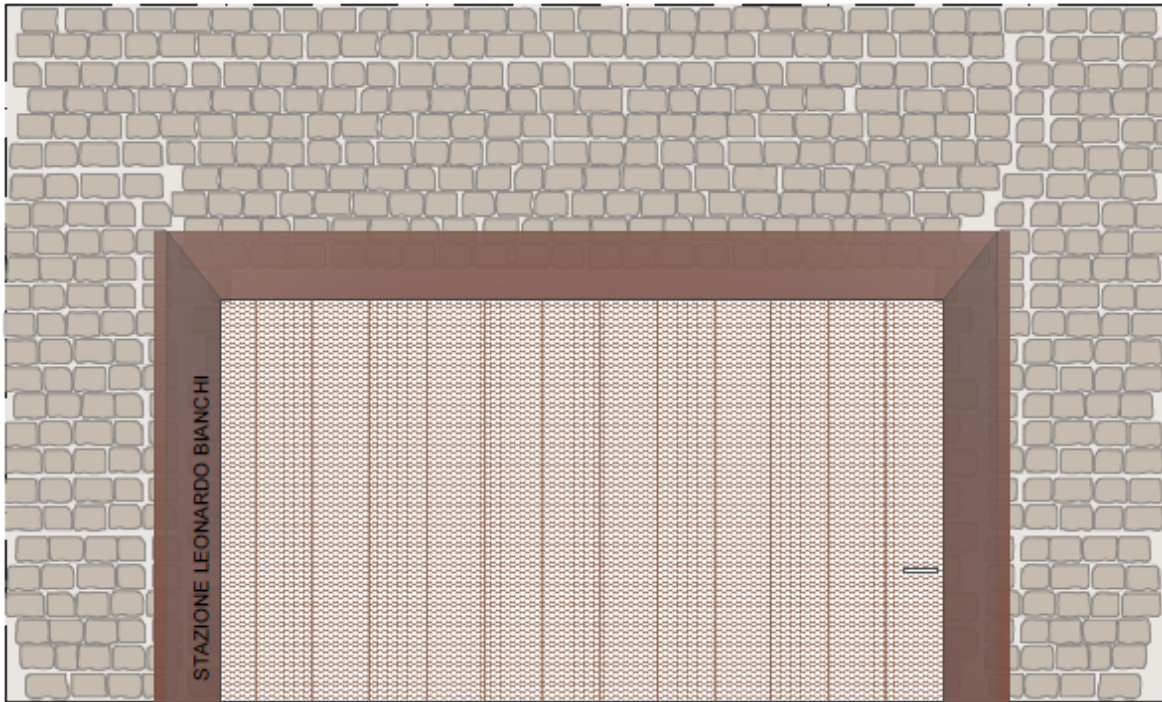


Dettagli della pavimentazione in pietra lavica, della pavimentazione in calcestruzzo drenante, delle sedute in calcestruzzo e delle colonne luminose

Una riflessione materica specifica ha richiesto la stazione Leonardo Bianchi per la risoluzione del problema architettonico dell'apertura del vano d'accesso alla stazione all'interno dell'antico muro di tufo di contenimento del terrapieno dell'ex ospedale psichiatrico. In questo caso la cerchiatura in acciaio necessaria al consolidamento è rivestita di una lastra continua in rame che segna il nuovo accesso aggettando dal filo del muro (Cfr. P101009-LTF-MIA-LAN-MS05-DR-Y-0010/13).



Pianta e sezione di dettaglio del portale di accesso alla stazione Leonardo Bianchi



Prospetto di dettaglio del portale di accesso alla stazione Leonardo Bianchi