



Comune di Parma

Progetto per una linea di T.R.M. nella città di Parma tra la stazione RFI ed il Campus universitario (cfr. AVVISO 3 - Comunicato n.1 del MIT per interventi finanziabili dallo Stato nel settore del Trasporto Rapido di Massa).

**SOTTOPASSO TANGENZIALE SUD
RELAZIONE TECNICA DESCRITTIVA**

DOC.	P R 1 S o 0 1	REV.	A	SCALA	-	FILE	P R 1 S o 0 1 A
------	----------------------	------	----------	-------	---	------	------------------------

Sintagma Progettazione infrastruttura stradale Integrazione prestazioni specialistiche	SMT P SOCIETÀ PER LA MOBILITÀ ED IL TRASPORTO PUBBLICO Progettazione sistema trazione elettrica
TPS PRO Analisi trasportistica	TEP S.p.A. Consulenza materiale rotabile
ptsclas Analisi costi benefici	SATFERR S.r.l. European Railway Service Progettazione sistema di alimentazione
STUDIO INGEGNERIA GENNARI Consulenza progettazione strutturale	

A	16/01/25	Emissione			
REVISIONE	DATA	OGGETTO	REDATTO	VERIFICATO	AUTORIZZATO

Sommario

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	MATERIALI	5
3.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	5
3.1.1	Calcestruzzo per magrone.....	5
3.1.2	Calcestruzzo	5
3.1.3	Acciaio per cemento armato.....	5
3.2	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	6
3.2.1	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	7
4	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DELLE OPERE	8
4.1	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO STRUTTURA SCATOLARE	8
4.1.1	Modellazione di calcolo	8
4.2	CRITERI DI DIMENSIONAMENTO MURI A U.....	20
4.2.1	Modellazione di calcolo	20
4.2.2	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	24
5	OPERE PROVVISORIALI PER LA REALIZZAZIONE DEL SOTTOPASSO.....	25
6	CONTROLLI DA ATTUARSI IN SEDE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA	27
7	FATTIBILITÀ ESECUZIONE SOTTOPASSO.	27
8	STIMA DI MASSIMA OPERE.	27

Indice delle Tabelle e delle Figure

FIGURA 4-1	: TIPOLOGICO MODELLAZIONE SCATOLARE –NUMERAZIONI NODI E ASTE.....	8
FIGURA 4-2	: SPINTA DELLE TERRE E DELL'ACQUA ESTERNAMENTE AI MURI A U.....	10
FIGURA 4-3	: SCHEMA DIFFUSIONE CARICHI STRADALI SOLETTA SUPERIORE	10
FIGURA 4-4	: SCHEMA VALUTAZIONE SPINTE DEL SOVRACCARICO SUL RILEVATO ADIACENTE IL SOTTOPASSO.....	11
FIGURA 4-5	: SCHEMA TIPO APPLICAZIONE CARICHI SULLA SOLETTA DI FONDAZIONE	12
FIGURA 4-6	: TIPOLOGICO MODELLAZIONE CONCIO DI MURO A U.....	20
FIGURA 4-7	: SPINTA DELLE TERRE E DELL'ACQUA ESTERNAMENTE AI MURI A U.....	21
FIGURA 4-8	: SCHEMA PER VERIFICHE A GALLEGGIAMENTO.....	24
FIGURA 5-1	: ESTRATTO DA ELABORATO PSC PARMA – TAVOLA 1 – GEOLOGIA	25
(LA LINEA COLOR MAGENTA RAPPRESENTA LA SEZIONE IDRO-STRATIGRAFICA 3-3)	26
FIGURA 5-2	: ESTRATTO DA ELABORATO PSC PARMA – SEZIONE IDRO-STRATIGRAFICA 3-3	26

1 PREMESSA

Nell'ambito dello studio di fattibilità del nuovo sistema di trasporto Rapido di Massa (TRM) della città di Parma è previsto un nuovo tracciato stradale che impatta, nella zona sud della città, l'esistente tangenziale in prossimità della rotatoria di Via Langhirano.

La soluzione adottata per consentire il passaggio della strada dedicata al TRM è quella di sottopassare la tangenziale stessa con la nuova viabilità in corrispondenza all'incirca del parcheggio scambiatore sud.

Nell'ambito dello studio di fattibilità sono stati valutate varie soluzioni di tracciato che tenessero conto sia del miglior impatto del TRM sulla viabilità esistente, delle attività insediate, delle pendenze stradali ammissibili per i mezzi di cui è previsto l'utilizzo .

Si rimanda agli elaborati grafici di riferimento per il dettaglio relativi alla componente strutturale dell'intervento .



Figura 1-1 : Planimetria inserimento nuova viabilità su ortofoto

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- • Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- • Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni co particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 17.01.2018: Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. n° 7 del 21 Gennaio 2019: Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni.
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) : “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) : “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) : “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) : “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) : “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) : “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

3 MATERIALI

Ai fini del rispetto dei requisiti di durabilità dell'opera infrastrutturale, si prescrivono le seguenti caratteristiche dei materiali strutturali:

3.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

3.1.1 Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

3.1.2 Calcestruzzo

1) Per la realizzazione della **fondazione** degli scatolari e dei muri in generale, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 35 N/mm² che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 29.05 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \alpha_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	= 16.46 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\alpha_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	= 16.80 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 2.83 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	= 1.981 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.321 N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\alpha_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	= 16.80 N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	→	$\alpha_c = 0.45 \cdot f_{ck}$	= 13.07 N/mm ²

2) Per la realizzazione dei **piedritti e della soletta superiore** dello scatolare e delle **elevazioni dei muri**, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm² che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	→	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$	= 33.20 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	→	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \alpha_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5$	= 18.81 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione elastica	→	$\alpha_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	= 19.92 N/mm ²
Resistenza a trazione media	→	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	= 3.10 N/mm ²
Resistenza a trazione	→	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm}$	= 2.17 N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1.45 N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	→	$\alpha_c = 0.60 \cdot f_{ck}$	= 19.92 N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	→	$\alpha_c = 0.45 \cdot f_{ck}$	= 14.94 N/mm ²

3.1.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa

Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_y \text{ nom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	→	$f_{yk} \geq$	450	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	→	$f_{tk} \geq$	540	N/mm ²
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)→		$\alpha_c =$	$0.80 * f_{yk} = 360.00$	N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	→	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza a trazione di calcolo	→	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	= 391.30	N/mm ²

3.2 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione è suggeribile adottare le seguenti classi minime di esposizione ambientale:

- SOLETTA DI FONDAZIONE CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2
- PIEDRITTI E SOLETTA SUPERIORE CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2 , XC3, XF1
Aggressive	XC4 , XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nella tabella che segue sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In **grigio chiaro** sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni.

In **grigio chiaro** sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle elevazioni.

3.2.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 35mm, pertanto $c_{nom} = \mathbf{40\text{ mm}}$, **valore valido per tutte le parti di struttura**.

4 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DELLE OPERE

Si riportano a seguire i criteri di dimensionamento delle opere strutturali, con particolare riferimento alle strutture più importanti dell'intervento, ovvero il sottovia alla tangenziale ed i muri a U di accesso delle rampe.

Per la definizione dell'azione sismica, vista la tipologia dell'opera, si ritengono adeguati i seguenti parametri per la progettazione:

Vita nominale (V_N)	50 anni.
Classe d'uso	IV¹
Periodo di riferimento (V_R)	$V_R = V_N \cdot C_u =$ 100 anni

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = \mathbf{949 \text{ anni}}$$

Le opere ricadono alla Latitudine di 44.7677 e Longitudine 10.3261.

4.1 CRITERI DI DIMENSIONAMENTO STRUTTURA SCATOLARE

Per quanto attiene il calcolo di verifica del sottopasso scatolare, la geometria schematica di calcolo, in riferimento alle quote del piano campagna e della falda, può essere rappresentata come segue:

4.1.1 Modellazione di calcolo

La struttura può essere schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti assumendo lo schema statico di un telaio chiuso, con mesh composta nodi e beams.

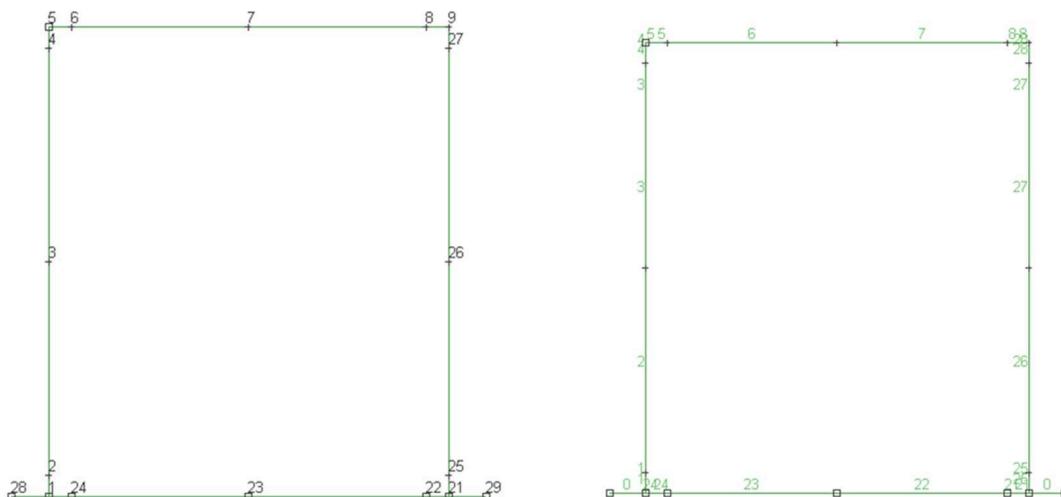


Figura 4-1 : Tipologica modellazione scatolare - numerazioni nodi e aste

¹ In relazione al fatto che la tangenziale di Parma può essere considerata in classe IV di cui al §2.4.2 NTC2018.

L'analisi strutturale può essere condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo dovrà essere modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler, con caratteristiche di rigidità dipendenti dalla modellazione geotecnica definitiva.

Le caratteristiche elastiche della generica molla verranno calcolate nel seguente modo:

- $W_s = K_s / (bt \times bl) = \text{caratteristica elastica della generica molla}$

dove:

- $K_s = \text{costante di sottofondo } [F/L^3]$

- $bt = \text{interasse trasversale di competenza della generica molla}$

- $bl = \text{interasse longitudinale di competenza della generica molla } (= 1.00 \text{ m})$

4.1.1.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi di progetto sono definiti convenzionalmente "carichi elementari" che vengono combinati in funzione delle possibili situazioni progettuali e della normativa vigente.

Sono definibili n° 16 Condizioni Elementari di carico, di seguito descritte.

Ai fini dei calcoli di dimensionamento statico, per i materiali si assumono usualmente i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m^3
- sovrastruttura stradale 20 kN/m^3
- terreno da rilevato 20 kN/m^3

- o **Peso proprio e carichi permanenti portati**

Il peso proprio dei vari elementi strutturali deve essere inserito nel modello di calcolo secondo le sezioni geometriche individuabili

- o **Spinta delle terre - Spinta acqua di falda**

Fatte salve diverse determinazioni legate a specifiche situazioni locali da precisare a livello di progettazione esecutiva. Il reinterro a ridosso dello scatolare deve essere realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte (a riposo /attiva) nelle varie possibili situazioni dissimmetriche.

Spinta acqua

Si considerano in questa condizione di carico le spinte dell'acqua esterna allo scatolare, sulla base dei battenti idrici desumibili dagli studi geologico-tecnici

Si viene così a determinare il diagramma di spinta idrostatico sull'opera e la sottospinta idraulica in soletta di fondazione.

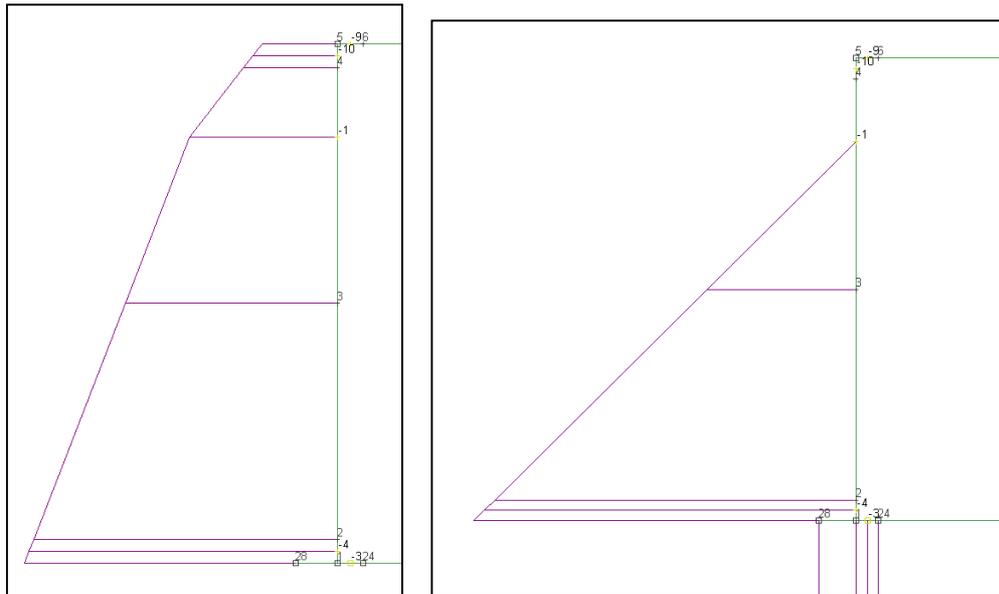


Figura 4-2 : Spinta delle terre e dell'acqua esternamente ai muri a U

○ **Carichi mobili verticali su soletta superiore**

Come azioni variabili da traffico gravante sulla soletta superiore si assume lo schema di carico 1.

Lo schema 1 prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9kN/m²

Tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

Tale carico viene posizionato ortogonalmente all'asse del sottopasso e considerato ripartito sia in direzione longitudinale che trasversale.

Detta L_{dl} la *larghezza di diffusione del carico longitudinale* dal piano stradale alla quota del piano medio della soletta superiore, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di diffusione di 30° attraverso il rilevato stradale e di 45° sino al piano medio della soletta superiore

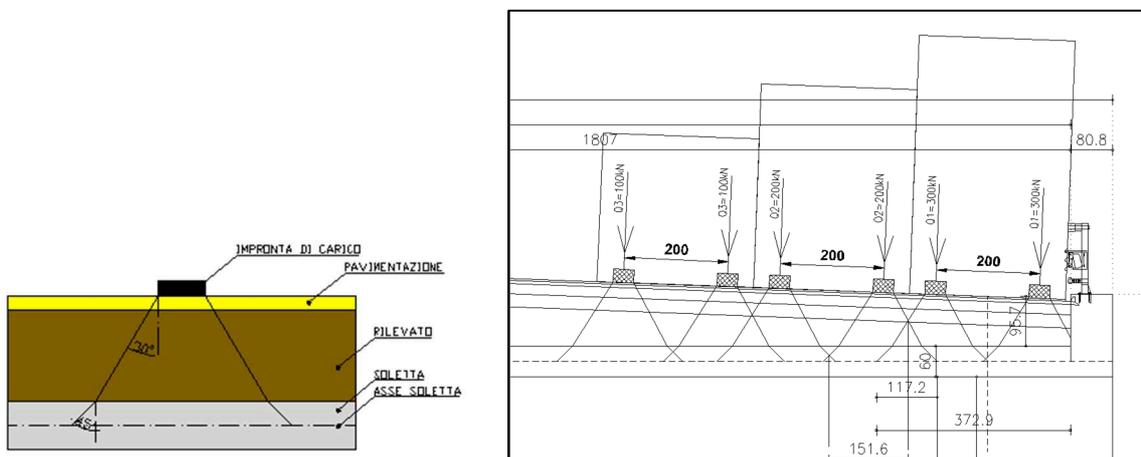


Figura 4-3 : Schema diffusione carichi stradali soletta superiore

○ **Spinta sovraccarico su rilevato**

In accordo con quanto riportato nella circolare, il sovraccarico da considerare sul terrapieno adiacente la parete dello scatolare, è quello generato dallo schema di carico 1, dove il carico tandem è sostituito da un carico uniformemente distribuito.

Lo schema di applicazione del carico, tenendo conto della diffusione sia trasversale che longitudinale è il seguente:

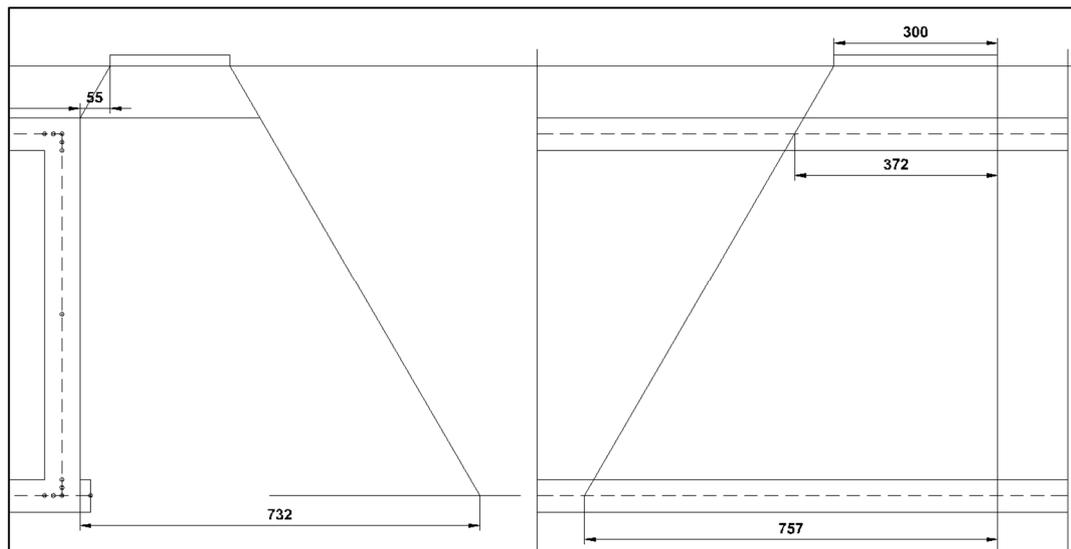


Figura 4-4 : Schema valutazione spinte del sovraccarico sul rilevato adiacente il sottopasso

○ **Frenatura**

Il carico frenante di normativa (q_3) è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1, il quale viene ripartito sulla larghezza collaborante (L) e sulla larghezza dello scatolare; l'azione di cui sopra, viene distribuita sulla soletta superiore dello scatolare; il valore della frenatura equivalente da applicare alla soletta, si ottiene distribuendo il valore del carico frenante, alla lunghezza della soletta e alla larghezza di diffusione del carico (Ldt).

○ **Azioni agenti sulla base della fondazione**

Quale azione variabili da traffico sulla soletta inferiore si può assumere assume lo schema di carico 1 che prevede :

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)

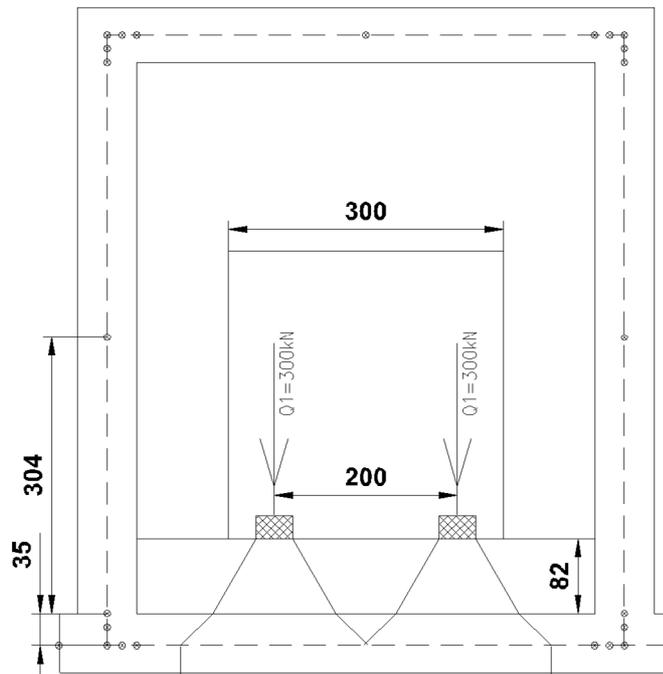


Figura 4-5 : Schema tipo applicazione carichi sulla soletta di fondazione

○ Azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

In merito alle opere scatolari di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2., assimilando l'opera scatolare alla categoria delle spalle da ponte, rientrando tra le opere che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

A riguardo del calcolo allo SLV, dovendo la struttura mantenere durante l'evento sismico un comportamento elastico, vengono eseguite le verifiche alle tensioni di esercizio (§ 4.1.2.2.5), assumendo come limite delle tensioni di esercizio quelle adottate per la combinazione caratteristica (rara) (EC2 § 7.2). Tale combinazione, in accordo al punto § 7.10.6.1. (NTC) e alla Circ. 617 § 7.10.6.1. (nella quale si afferma che il sostanziale mantenimento in campo elastico della struttura nelle verifiche allo SLU, fornisce ampie garanzie rispetto alla sicurezza nei confronti dello SLD), consente di ritenere soddisfatte anche le verifiche nei confronti dello SLD.

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma può esser valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.185$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad $h/2$ del piedritto.

A tale incrementi di spinta del terreno si aggiungono le spinte inerziali dovute ai pesi propri strutturali della soletta di copertura e dei piedritti.

○ Azioni termiche

E' necessario considerare gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, saranno da considerare una variazione termica uniforme di $\pm 10^\circ\text{C}$ sulla soletta superiore ed un salto termico di 5°C ,

analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa, con andamento lineare nello spessore della soletta superiore .

4.1.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, i valori dei coefficienti riportati in Tab. 5.1. IV (NTC).

	Q_{ik}	q_{ik}	frenatura	
	600kN	9kN/m ²		
Gruppo 1	1	1	0.00	rara
Gruppo 2a	0.75	0.40	1	frequente
Gruppo 2b	0.75	0.40	0.00	frequente

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali di sicurezza delle azioni riportati in Tab. 5.1.V e i coefficienti di combinazione Ψ in Tab. 5.1.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.1.VI (NTC).

	Q_{ik}	q_{ik}	frenatura	temperatur a
	600kN	9kN/m ²		
Frequente	0.75	0.40	0.75	0.60
Quasi perm.	0.00	0.00	0.00	0.50
Rara	1.00-0.75	1.00-0.40	1.00-0.75	0.60

Sulla base delle condizioni elementari di carico e dei gruppi di azione da combinare e delle verifiche da effettuare, a seguire si riporta l'involuppo delle combinazioni di carico che dovranno essere valutate in sede esecutiva.

CC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
SLU - STATICO	PP	Perm	Spinte Riposo SX	Spinte Riposo DX	H20 Esterna	Variabili soletta inferiore	Variabile Asse Sol Sup - ASSE	Variabile Asse Sol Sup - APPOGGIO	Variabile 9 kN/mq sol sup	Sp. Sovr. SX	Sp. Sovr. Dx	Fren SX->DX	Sisma +X	Sisma +Z	Delta T costante	Delta T farfalla
CB1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35									1.2	
CB2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35										1.2
CB3	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35										1.2
CB4	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35										1.2
CB5	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.35										1.2
CB6	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.35										1.2
CB7	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35	1.35										1.2
CB8	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35	1.35										1.2
CB9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125	1.35		1.35			0				0.72
CB10	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125	1.35		1.35			0				0.72
CB11	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125	1.35		1.35	1.35		0				0.72
CB12	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125	1.35		1.35	1.35		0				0.72
CB13	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125	1.35		1.35		1.35	0				0.72
CB14	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125	1.35		1.35		1.35	0				0.72
CB15	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125	1.35		1.35	1.35	1.35	0				0.72
CB16	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125	1.35		1.35	1.35	1.35	0				0.72
CB17	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125	1.0125		0.54	1.0125		1.35				0.72
CB18	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125	1.0125		0.54	1.0125		1.35				0.72
CB19	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125	1.0125		0.54		1.0125	-1.35				0.72
CB20	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125	1.0125		0.54		1.0125	-1.35				0.72
CB21	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35											1.2
CB22	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35											1.2
CB23	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35											1.2
CB24	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35											1.2
CB25	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35											1.2
CB26	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35											1.2
CB27	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35											1.2
CB28	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35											1.2
CB29	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35		1.35			0				0.72
CB30	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35		1.35			0				0.72
CB31	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35		1.35		1.35	1.35		0				0.72
CB32	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35		1.35		1.35	1.35		0				0.72
CB33	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35		1.35		1.35		1.35	0				0.72
CB34	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35		1.35		1.35		1.35	0				0.72
CB35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35		1.35			0				0.72
CB36	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35		1.35			0				0.72
CB37	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35		1.0125		0.54	1.0125		1.35				0.72
CB38	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35		1.0125		0.54	1.0125		1.35				0.72
CB39	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35		1.0125		0.54		1.0125	-1.35				0.72
CB40	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35		1.0125		0.54		1.0125	-1.35				0.72
CB41	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35										1.2
CB42	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35										1.2
CB43	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35										1.2
CB44	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35										1.2
CB45	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.35										1.2
CB46	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.35										1.2
CB47	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35	1.35										1.2
CB48	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35	1.35										1.2
CB49	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125		1.35	1.35			0				0.72
CB50	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125		1.35	1.35			0				0.72
CB51	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125		1.35	1.35	1.35		0				0.72
CB52	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125		1.35	1.35	1.35		0				0.72
CB53	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125		1.35	1.35		1.35	0				0.72
CB54	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125		1.35	1.35		1.35	0				0.72
CB55	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125		1.35	1.35			0				0.72
CB56	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125		1.35	1.35			0				0.72
CB57	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125		1.0125	0.54	1.0125		1.35				0.72
CB58	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125		1.0125	0.54	1.0125		1.35				0.72
CB59	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125		1.0125	0.54		1.0125	-1.35				0.72
CB60	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125		1.0125	0.54		1.0125	-1.35				0.72
CB61	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35											1.2
CB62	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35											1.2
CB63	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35											1.2
CB64	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35											1.2
CB65	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35											1.2
CB66	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35											1.2
CB67	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35											1.2
CB68	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35											1.2
CB69	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35			0				0.72
CB70	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35			0				0.72
CB71	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35			1.35	1.35	1.35		0				0.72
CB72	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35			1.35	1.35	1.35		0				0.72
CB73	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35			1.35	1.35		1.35	0				0.72
CB74	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35			1.35	1.35		1.35	0				0.72
CB75	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35			0				0.72
CB76	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35	1.35			0				0.72
CB77	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35			1.0125	0.54	1.0125		1.35				0.72
CB78	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35			1.0125	0.54	1.0125		1.35				0.72
CB79	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35			1.0125	0.54		1.0125	-1.35				0.72
CB80	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35			1.0125	0.54		1.0125	-1.35				0.72

CC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
SLE - RARA	PP	Perm	Spinte Riposo SX	Spinte Riposo DX	H20 Esterna	Variabili soletta inferiore	Variable Asse Sol Sup - ASSE	Variable Asse Sol Sup - APPOGGIO	Variable 9 kN/mq sol sup	Sp. Sovr. SX	Sp. Sovr. Dx	Fren SX->DX	Sisma +X	Sisma +Z	Delta T costante	Delta T farfalla
CB153	1	1	1	0.62	1	0.75	1		1							0.6
CB154	1	1	1	0.62	1	0.75	1		1							0.6
CB155	1	1	1	0.62	1	0.75	0.75		0.4	0.75		1				0.6
CB156	1	1	0.62	1	1	0.75	0.75		0.4		0.75	-1				0.6
CB157	1	1	1	0.62	1	0.75	0.75		0.4	0.75		1				0.6
CB158	1	1	0.62	1	1	0.75	0.75		0.4		0.75	-1				0.6
CB159	1	1	1	1	1	0.75	1		1							0.6
CB160	1	1	1	1	1	0.75	1		1							0.6
CB161	1	1	1	0.62	1	0.75		1	1							0.6
CB162	1	1	1	0.62	1	0.75		1	1							0.6
CB163	1	1	1	0.62	1	0.75		0.75	0.4	0.75		1				0.6
CB164	1	1	0.62	1	1	0.75		0.75	0.4		0.75	-1				0.6
CB165	1	1	1	0.62	1	0.75		0.75	0.4	0.75		1				0.6
CB166	1	1	0.62	1	1	0.75		0.75	0.4		0.75	-1				0.6
CB167	1	1	1	1	1	0.75		1	1							0.6
CB168	1	1	1	1	1	0.75		1	1							0.6
CB169	1	1	1	0.62	1		1		1							0.6
CB170	1	1	1	0.62	1		1		1							0.6
CB171	1	1	1	0.62	1		0.75		0.4	0.75		1				0.6
CB172	1	1	0.62	1	1		0.75		0.4		0.75	-1				0.6
CB173	1	1	1	0.62	1		0.75		0.4	0.75		1				0.6
CB174	1	1	0.62	1	1		0.75		0.4		0.75	-1				0.6
CB175	1	1	1	1	1		1		1							0.6
CB176	1	1	1	1	1		1		1							0.6
CB177	1	1	1	0.62	1			1	1							0.6
CB178	1	1	1	0.62	1			1	1							0.6
CB179	1	1	1	0.62	1			0.75	0.4	0.75		1				0.6
CB180	1	1	0.62	1	1			0.75	0.4		0.75	-1				0.6
CB181	1	1	1	0.62	1			0.75	0.4	0.75		1				0.6
CB182	1	1	0.62	1	1			0.75	0.4		0.75	-1				0.6
CB183	1	1	1	1	1			1	1							0.6
CB184	1	1	1	1	1			1	1							0.6

CC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
SLE - FREQUENTE	PP	Perm	Spinte Riposo SX	Spinte Riposo DX	H20 Esterna	Variabili soletta inferiore	Variable Asse Sol Sup - ASSE	Variable Asse Sol Sup - APPOGGIO	Variable 9 kN/mq sol sup	Sp. Sovr. SX	Sp. Sovr. Dx	Fren SX->DX	Sisma +X	Sisma +Z	Delta T costante	Delta T farfalla
CB185	1	1	1	0.62	1		0.75		0.4							0.6
CB186	1	1	1	0.62	1		0.75		0.4							0.6
CB187	1	1	1	0.62	1		0.75		0.4	0.75		0.75				0.6
CB188	1	1	0.62	1	1		0.75		0.4		0.75	-0.75				0.6
CB189	1	1	1	0.62	1		0.75		0.4	0.75		0.75				0.6
CB190	1	1	0.62	1	1		0.75		0.4		0.75	-0.75				0.6
CB191	1	1	1	1	1		0.75		0.4							0.6
CB192	1	1	1	1	1		0.75		0.4							0.6
CB193	1	1	1	0.62	1			0.75	0.4							0.6
CB194	1	1	1	0.62	1			0.75	0.4							0.6
CB195	1	1	1	0.62	1			0.75	0.4	0.75		0.75				0.6
CB196	1	1	0.62	1	1			0.75	0.4		0.75	-0.75				0.6
CB197	1	1	1	0.62	1			0.75	0.4	0.75		0.75				0.6
CB198	1	1	0.62	1	1			0.75	0.4		0.75	-0.75				0.6
CB199	1	1	1	1	1			0.75	0.4							0.6
CB200	1	1	1	1	1			0.75	0.4							0.6
CB201	1	1	1	0.62	1	0.75										0.6
CB202	1	1	1	0.62	1	0.75										0.6
CB203	1	1	1	0.62	1	0.75				0.75						0.6
CB204	1	1	0.62	1	1	0.75					0.75					0.6
CB205	1	1	1	0.62	1	0.75				0.75						0.6
CB206	1	1	0.62	1	1	0.75					0.75					0.6
CB207	1	1	1	1	1	0.75										0.6
CB208	1	1	1	1	1	0.75										0.6
CB209	1	1	1	0.62	1	0.75										0.6
CB210	1	1	1	0.62	1	0.75										0.6
CB211	1	1	1	0.62	1	0.75				0.75						0.6
CB212	1	1	0.62	1	1	0.75					0.75					0.6
CB213	1	1	1	0.62	1	0.75				0.75						0.6
CB214	1	1	0.62	1	1	0.75					0.75					0.6
CB215	1	1	1	1	1	0.75										0.6
CB216	1	1	1	1	1	0.75										0.6

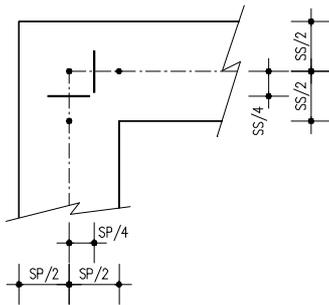
CC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
SLE - QUASI PERMANENTE	PP	Perm	Spinte Riposo SX	Spinte Riposo DX	H20 Esterna	Variabili soletta inferiore	Variable Asse Sol Sup - ASSE	Variable Asse Sol Sup - APPOGGIO	Variable 9 kN/mq sol sup	Sp. Sovr. SX	Sp. Sovr. Dx	Fren SX->DX	Sisma +X	Sisma +Z	Delta T costante	Delta T farfalla
CB217	1	1	1	1	1											0.5
CB218	1	1	1	1	1											0.5
CB219	1	1	1	0.62	1											0.5
CB220	1	1	1	0.62	1											0.5
CB221	1	1	0.62	1	1											0.5
CB222	1	1	0.62	1	1											0.5

4.1.1.3 VERIFICHE DI RESISTENZA ED A FESSURAZIONE

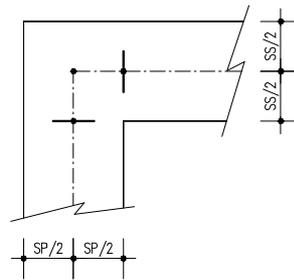
Le verifiche a flessione possono essere effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione ed a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. 14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione devono essere condotte:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo σ_{ct} , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione f_{ctk} : se risulta $\sigma_{ct} < f_{ctk}$ la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'EC2, come richiesto dal D. M. Min. II. TT. del 17 gennaio 2018, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali. La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo (elevazioni) ed armature poco sensibili:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$$

b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.20 \text{ mm}$$

mentre per le strutture in ambiente ordinario (fondazione) si ha:

b.1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

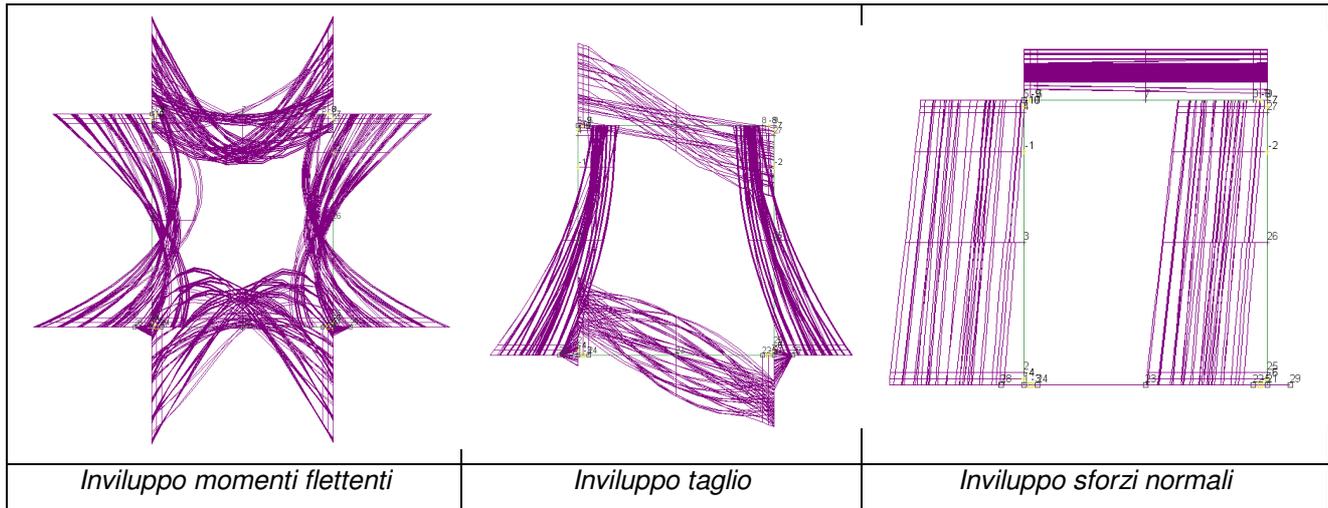
b.2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

- per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$;
- per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$, mentre quelle dell'acciaio $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

I tipici involuipi delle sollecitazioni in un sottopasso scatolare sono analoghi a quelle che seguono:



4.2.1.1 ANALISI DEI CARICHI

I carichi di progetto sono definiti convenzionalmente “carichi elementari” che vengono poi combinati in funzione delle possibili situazioni progettuali e della normativa vigente.

Sono definibili n°9 Condizioni Elementari di carico, di seguito descritte

Ai fini dei calcoli di dimensionamento statico, per i materiali si assumono usualmente i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m^3
- sovrastruttura stradale 20 kN/m^3
- terreno da rilevato 20 kN/m^3

- o **Peso proprio e carichi permanenti portati**

Il peso proprio dei vari elementi strutturali deve essere inserito nel modello di calcolo secondo le sezioni geometriche individuabili

- o **Spinta delle terre - Spinta acqua di falda**

Fatte salve diverse determinazioni legate a specifiche situazioni locali da precisare a livello di progettazione esecutiva. Il reinterro a ridosso dello scatolare deve essere realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

$$p_h = \lambda_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

e con il consueto diagramma trapezoidale delle pressioni orizzontali che tenga conto anche della presenza della falda .

Spinta acqua

Si considerano in questa condizione di carico le spinte dell’acqua esterna allo scatolare, sulla base dei battenti idrici desumibili dagli studi geologico-tecnici

Si viene così a determinare il diagramma di spinta idrostatico sull’opera e la sottospinta idraulica in soletta di fondazione.

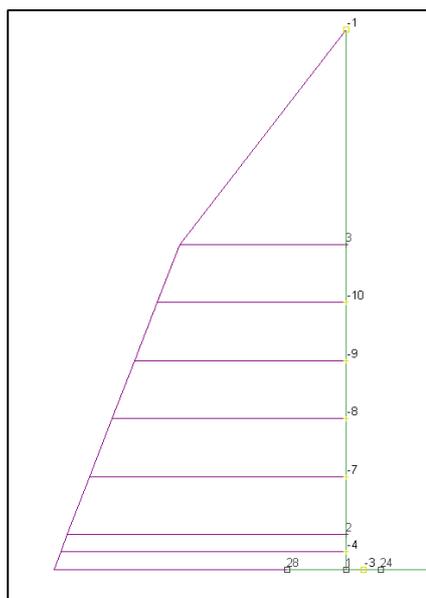


Figura 4-7 : Spinta delle terre e dell'acqua esternamente ai muri a U

- o **Spinta sovraccarico su elevazione**

Alla luce del fatto che i muri ad U costeggiano aree di parcheggio e/o stradali, il sovraccarico accidentale che può essere considerato sul terreno adiacente i muri stessi ai fini del calcolo delle spinte può essere assunto pari a 20 kN/m^2 .

Tale valore, da moltiplicare per il valore di spinta attiva, fornisce le azioni da applicare al modello di calcolo

- **Azioni agenti sullo sbalzo fondazione**

Si tratta del peso che agisce sullo sbalzo dei muri a U e rappresenta il peso del terreno soprastante lo sbalzo stesso, applicata nella condizione di carico elementare n°2, di cui si è già detto prima.

(Condizione Elementare CDC 2)

- **Azioni agenti sulla base della fondazione**

Quale azione variabili da traffico sulla soletta inferiore si può assumere assume lo schema di carico 1 che prevede:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da 600kN a due assi da 300 kN ognuno (carico tandem) posti ad un interasse di 1.20m lungo il senso di marcia e caratterizzati da una larghezza di 2.40m (comprese le dimensioni delle impronte)
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9 kN/m^2

- **Azione sismica**

- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)**

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma può essere valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$(SLV) \quad k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.185$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici;

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad $h/2$ del piedritto.

4.2.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Una volta valutate tutte le condizioni elementari di carico significative, le stesse vengono associate in funzione delle verifiche richieste dalla normativa per i vari stati limite, siano essi di tipo strutturale o geotecnico

Si riporta a seguire l'elenco delle combinazioni significative di carico:

CC		1	2	3	4	5	6	7	8	9
		PP	Perm	Spinte Riposo SX	Spinte Riposo DX	H20 Esterna	Variabili soletta inferiore	Sp. Sovr. SX	Sp. Sovr. Dx	Sisma +X
SLU - STATICO										
A1+M1 - STR	CB1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35			
	CB2	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35			
	CB3	1.35	1.35	0.62	0.62	1.35	1.35			
	CB4	1.35	1.35	1.35	0.62	1.35	1.0125	1.5		
	CB5	1.35	1.35	0.62	1.35	1.35	1.0125		1.5	
	CB6	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0125	1.5	1.5	
	CB7	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5		
	CB8	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35		1.5	
	CB9	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	
A2+M2 - GEO	CB10	1	1	1.224	1.224	1	1.15			
	CB11	1	1	1.224	0.799	1	1.15			
	CB12	1	1	0.799	0.799	1	1.15			
	CB13	1	1	1.224	0.799	1	0.8625	1.3		
	CB14	1	1	0.799	1.224	1	0.8625		1.3	
	CB15	1	1	1.224	1.224	1	0.8625	1.3	1.3	
	CB16	1	1	1.224	1.224	1	1.15	1.3		
	CB17	1	1	1.224	1.224	1	1.15		1.3	
	CB18	1	1	1.224	1.224	1	1.15	1.3	1.3	
SLU - SISMICO										
SLV	CB19	1	1	1.224	1.224	1				1
	CB20	1	1	1.224	0.799	1				1
SLE - RARA										
SLE - RARA	CB1	1	1	1	1	1	1			
	CB2	1	1	1	0.62	1	1			
	CB3	1	1	0.62	0.62	1	1			
	CB4	1	1	1	0.62	1	0.75	1		
	CB5	1	1	0.62	1	1	0.75		1	
	CB6	1	1	1	1	1	0.75	1	1	
	CB7	1	1	1	1	1	1	1		
	CB8	1	1	1	1	1	1		1	
	CB9	1	1	1	1	1	1	1	1	

CC		1	2	3	4	5	6	7	8	9
SLE - FREQUENTE		PP	Perm	Spinte Riposo SX	Spinte Riposo DX	H20 Esterna	Variabili soletta inferiore	Sp. Sovr. SX	Sp. Sovr. Dx	Sisma +X
SLE - FREQUENTE	CB1	1	1	1	1	1	0.75			
	CB2	1	1	1	0.62	1	0.75			
	CB3	1	1	0.62	0.62	1	0.75			
	CB4	1	1	1	0.62	1	0	1		
	CB5	1	1	0.62	1	1	0		1	
	CB6	1	1	1	1	1	0	1	1	
	CB7	1	1	1	1	1	0.75	1		
	CB8	1	1	1	1	1	0.75		1	
	CB9	1	1	1	1	1	0.75	1	1	

CC		1	2	3	4	5	6	7	8	9
SLE - QUASI PERMANENTE		PP	Perm	Spinte Riposo SX	Spinte Riposo DX	H20 Esterna	Variabili soletta inferiore	Sp. Sovr. SX	Sp. Sovr. Dx	Sisma +X
	CB1	1	1	1	1	1				
	CB2	1	1	1	0.62	1				

4.2.2 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

Per strutture sotto falda la verifica a galleggiamento assume particolare rilevanza ai fini della definizione degli spessori strutturali; infatti, se in fase di cantiere è possibile mantenere bassa la quota falda mediante sistemi appositamente dimensionati, in fase definitiva è conveniente fare riferimento solo ai pesi strutturali ed ai permanenti compiutamente definiti.

GEOMETRIA	
A	Larghezza netta interna muro
B	Altezza netta muro
C	Altezza ciabatta di fondazione
D	Spessore muro alla base
E	Larghezza zoccolo esterno
F	Larghezza complessiva ciabatta
	Spessore muro in sommità
	Spessore min. pavimentazione
	Peso specifico pavimentazione
G	Altezza falda da testa muro

Legenda

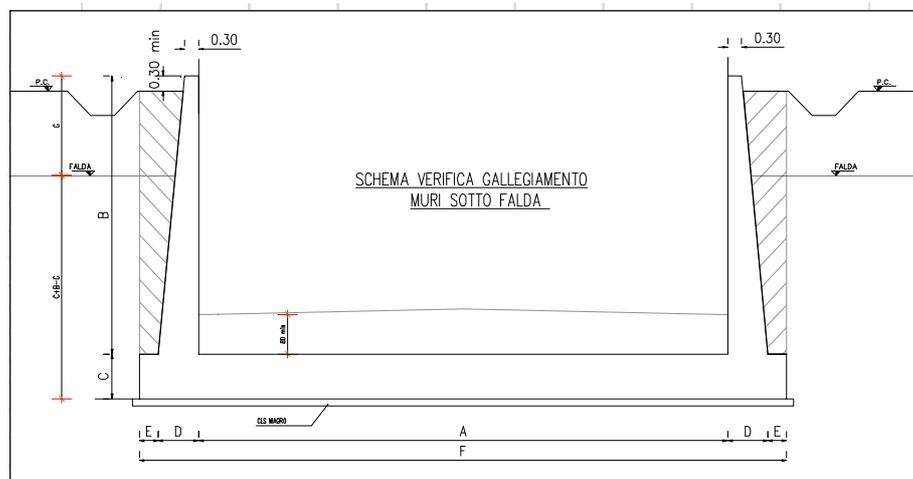


Figura 4-8 : Schema per verifiche a galleggiamento

5 OPERE PROVVISORIALI PER LA REALIZZAZIONE DEL SOTTOPASSO

Ai fini della realizzazione del sottopasso e dei muri a U delle rampe di accesso, risulta necessario realizzare alcune opere provvisorie.

Le stesse risultano necessarie sia in quanto si ritiene che la soluzione “a spinta” del manufatto sia quella che limita il più possibile l'interruzione significativa del traffico in tangenziale, sia in funzione protettiva di alcune interferenze censite oltre che delle attività insediate.

Per quanto riguarda la realizzazione del sottopasso con la tecnica a spinta, dovranno essere previste opere di sostegno sia all'ingresso (lato spinta) sia in uscita (lato parcheggio scambiatore), come usualmente si realizzano per le attività che comportano tale tecnica, al fine di proteggere il corpo stradale della tangenziale stessa da fenomeni di franamento e sifonamento durante le fasi di spinta.

Altre opere provvisorie necessitano al fine di evitare che un eventuale profilo di scavo vada ad interessare l'esistente linea di un gasdotto presente e censito a lato della stazione ecologica.

Infine, alcune opere provvisorie di contenimento si rendono necessarie a lato dell'esistente pizzeria al fine di evitare che gli scavi dei muri a U vadano ad intaccare il fabbricato e le sue pertinenze.

Tra le opere provvisorie occorre anche considerare che l'areale oggetto di intervento può essere soggetto a innalzamenti del livello della falda in funzione delle stratigrafie presenti nell'areale (depositi di ghiaie intervenienti alla quota scavi).

In zona, storicamente la quota della falda acquifera superficiale è dipendente dall'andamento stagionale (il settore di ricarica è dovuto alla presenza dei sinclinali); pertanto non risulterà indifferente il periodo stagionale di realizzazione delle opere ai fini dell'individuazione dei più corretti sistemi di abbassamento della quota falda. In zona sono già stati utilizzati con successo sistemi di abbattimento tipo well point.

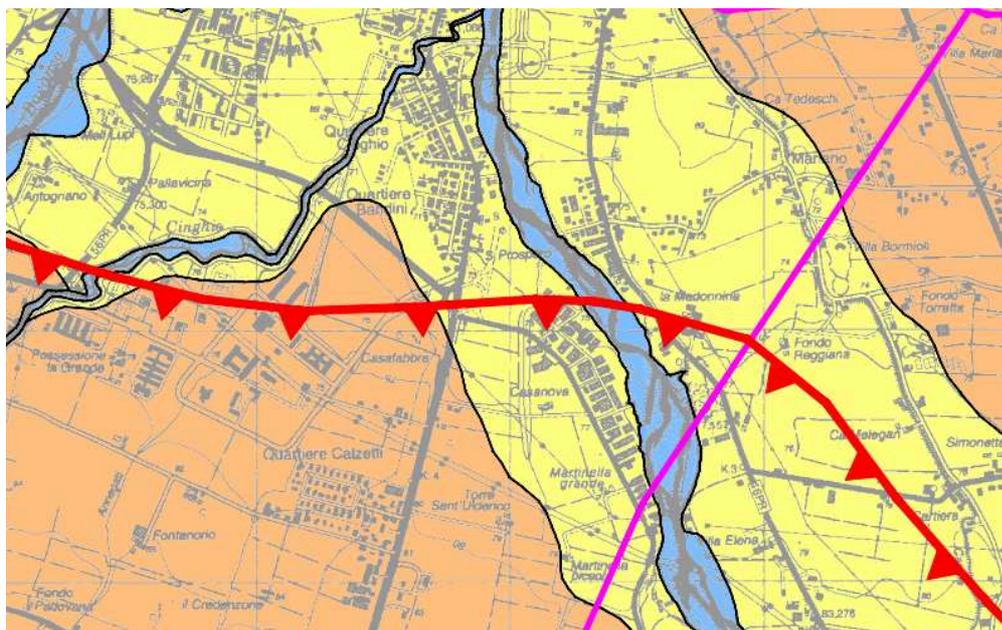


Figura 5-1 : Estratto da elaborato PSC Parma – Tavola 1 – Geologia

(la linea color magenta rappresenta la sezione idro-stratigrafica 3-3)

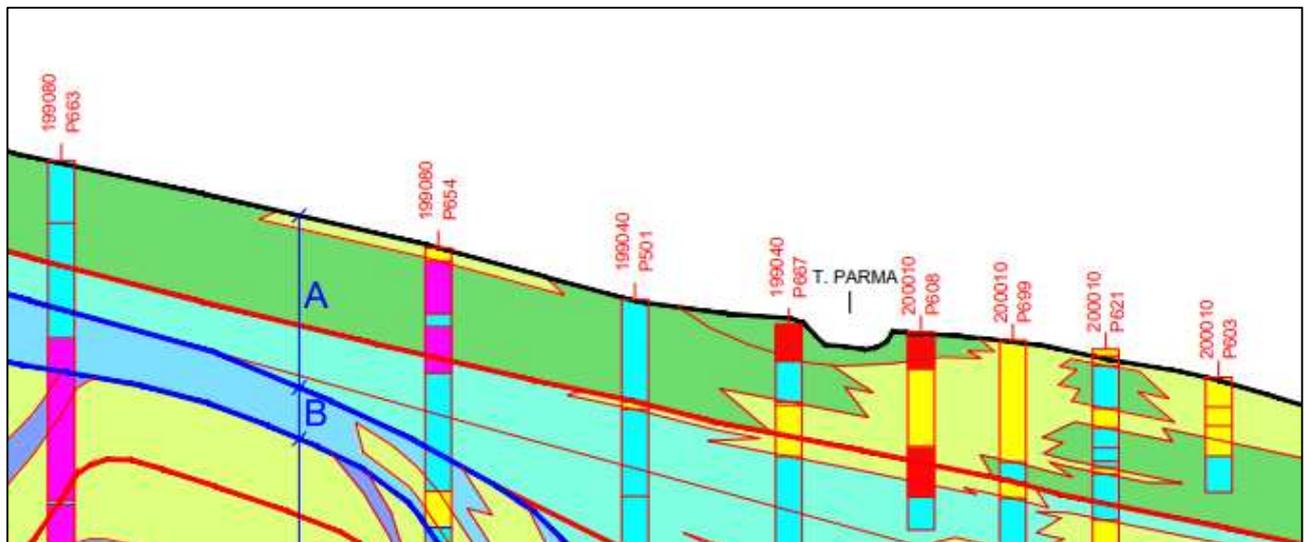
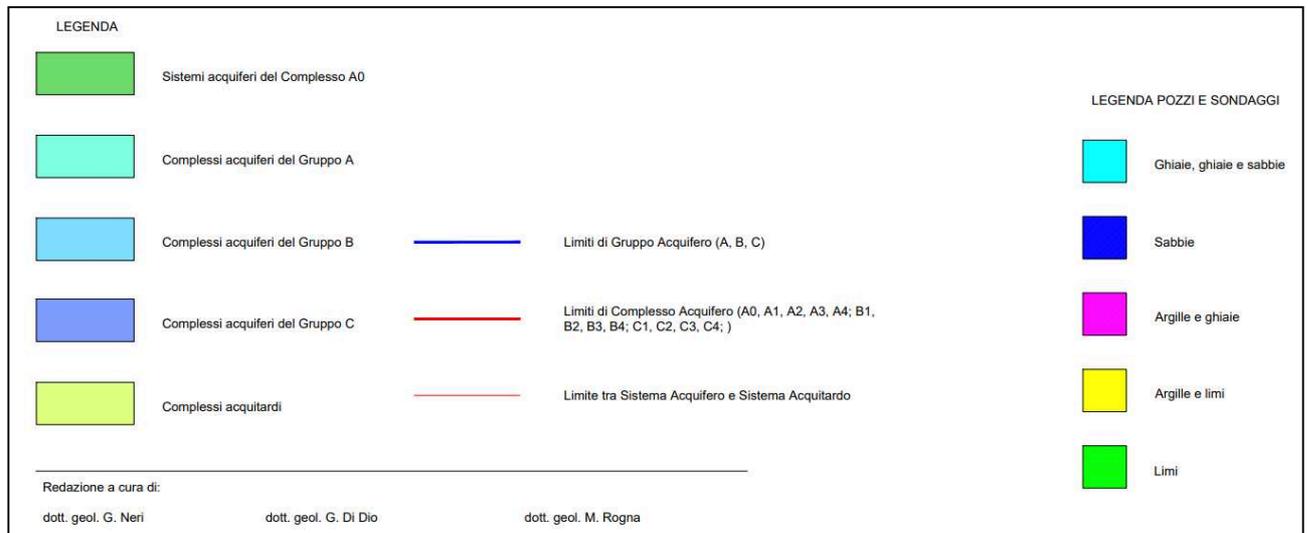


Figura 5-2 : Estratto da elaborato PSC Parma – Sezione Idro-stratigrafica 3-3

La metodologia utilizzata per la spinta sarà del tipo con martinetti oleodinamici con trave di contrasto e platea di varo .

Possono essere valutati anche sistemi anti trascinamento tipo “piastra autocentrante” per i lavori di spinta, in quanto, anche se, in un corretto rapporto costi-benefici, forse ridondanti per il traffico della tangenziale, che comunque in zona presenta alcune alternative (in ogni caso limitate a qualche giorno, durata presumibile di spinta). Tali presidi potranno essere concordati eventualmente in sede esecutiva e/o di prescrizioni da parte degli Enti gestori la viabilità.

Nel caso in cui le condizioni dei livelli di falda siano talmente elevati (falda prossima a piano campagna) sono valutabili anche altri sistemi di protezione degli scavi, quali ad esempio la posa di palancolati continui a realizzare un perimetro chiuso, ove operare l’abbattimento della falda; in questo caso occorrerà valutazione analiticamente il controllo al sollevamento del fondo scavo causa sottospinta idraulica e/o comunque fornendo indicazioni progettuali di tipo esecutivo indicando i limiti massimi di quota falda ammissibile ai fini esecuzione scavi.

6 CONTROLLI DA ATTUARSI IN SEDE DI PROGETTAZIONE ESECUTIVA

In sede di stesura del progetto esecutivo e prima ancora del PTFE, dovranno essere acquisite le informazioni geotecniche di dettaglio relative ai parametri del terreno e altezza di falda, unitamente all'acquisizione di eventuali prescrizioni legate all'area di edificazione dell'opera dal punto di vista idraulico-urbanistico.

7 FATTIBILITÀ ESECUZIONE SOTTOPASSO.

In considerazione di quanto precedentemente esposto è strutturalmente fattibile la realizzazione del sottopasso nella configurazione rappresentata negli elaborati grafici.

8 STIMA DI MASSIMA OPERE.

Per l'esecuzione delle opere del sottovia, esclusi costi accessori relativi alla risoluzione delle interferenze dei sotto-servizi presenti nel sedime dell'opera ed interessati a spostamenti, all'esproprio delle aree, alle spese tecniche ed alle imposte di legge, si stimano i seguenti costi :

- Opere Provvisoriale e strutturali definitive	€ 5.350.000,00
- Impianti – Pavimentazioni – Finiture	€ 750.000,00
- Oneri di sicurezza	€ 400.000,00

Per un totale di esecuzione sottovia di **€ 6.500.000,00**