



PROVINCIA DI MATERA

Area Tecnica

Progetto per la ricostruzione di un ponte al
km 2+500 della S.P. 5 (ex SS 176)

PROGETTO ESECUTIVO



ELABORATO:

L

SCALA:

DATA:

Luglio 2021

Nome dell'elaborato:

RELAZIONE STRUTTURALE, SUI MATERIALI E GEOTECNICA



PROGETTO REDATTO DA: Area Tecnica della Provincia di Matera

Il progettista e RUP
Ing. Michele PONTILLO



PROVINCIA DI MATERA

Area Tecnica

Progetto per la ricostruzione di un ponte al 2+500 della S.P. 5 (ex S.S. 176)

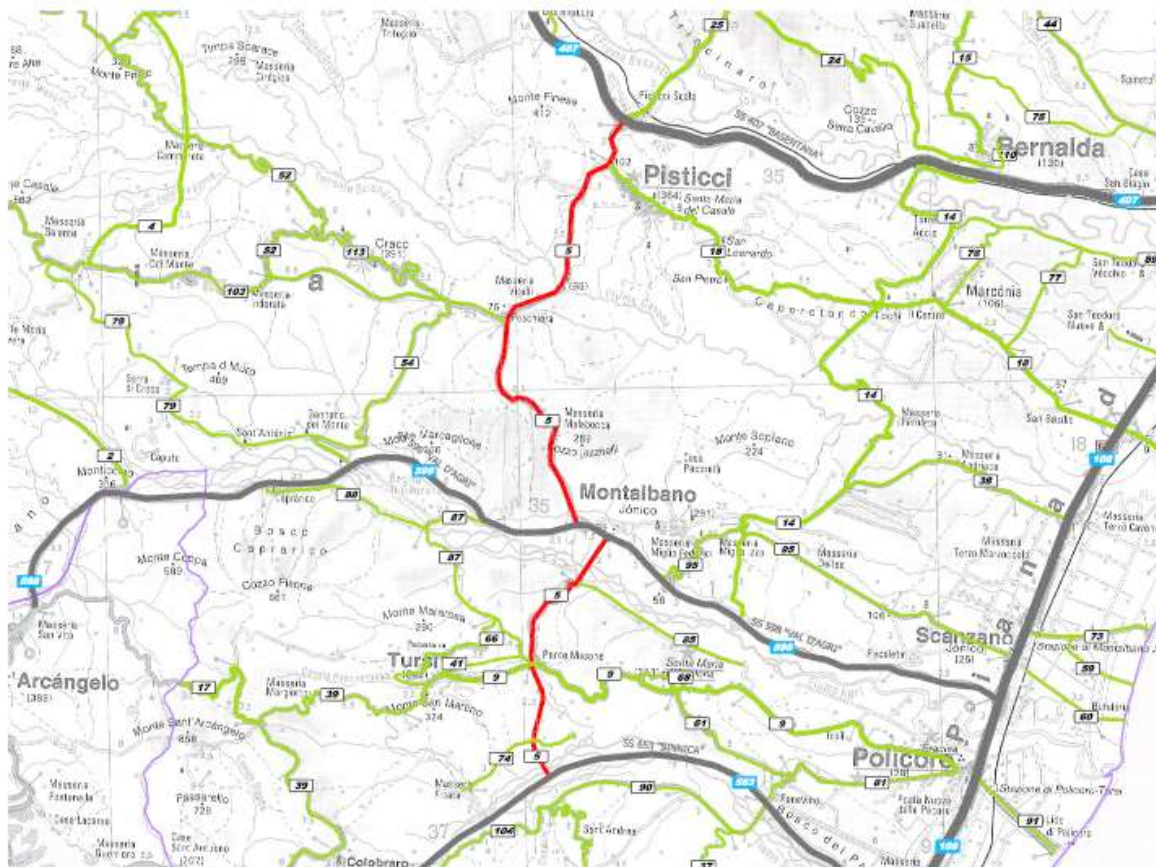
RELAZIONE STRUTTURALE, SUI MATERIALI E GEOTECNICA

RELAZIONE STRUTTURALE

1.Premessa

Il presente progetto prevede la demolizione e ricostruzione di un ponte ubicato al km 2+500 della strada provinciale S.P.5 “Trasversale Bassa” in agro del Comune di Pisticci.

La strada provinciale in questione collega la SS 407 “Basentana” presso lo scalo di Pisticci con la SS 598 Fondo Valle D’Agri e con la S.S. 653 Sinnica in agro di Tursi, nonché alcuni comuni della Provincia, (precisamente Craco, Stigliano e Tursi) con il capoluogo di Provincia e di Regione mediante la Basentana.



Stralcio corografico



Ortofoto della zona

Il ponte esistente è in muratura ad arco a tutto sesto di luce pari a 10,00 metri ed altezza delle spalle pari a 12,00.

Costruttivamente il ponte è caratterizzato da rivestimento in mattoni pieni di contenimento della massicciata stradale con spalle a gravità massiccia contenute, nella breccia, da paramento in blocchi di muratura sia nell'arco che nelle spallette.

La vetustà della struttura, il notevole incremento di traffico veicolare rispetto all'epoca della sua realizzazione, l'incremento di carichi trasportati dovuti sia all'evoluzione economica delle aree (tra cui importanti aree industriali) sia all'evoluzione tecnica dei mezzi che attualmente sono in grado di trasportare portate di notevole entità sono tutti elementi che concorrono a determinare per il manufatto condizioni di estrema pericolosità.

In conseguenza del degrado subito dalla struttura negli ultimi anni, nonostante alcuni consolidamenti effettuati, si è reso necessario limitare il transito pesante sul ponte mediante la chiusura di una corsia con la possibilità sull'altra di realizzare una circolazione veicolare del tipo "a senso unico alternato" ed una riduzione della portata su di essa gravante.

Ricostruzione del Ponte al km 2+500

Il progetto di ricostruzione dell'opera ubicata al km 2+500 prevede preliminarmente l'esecuzione di parte dell'opera a valle ed in adiacenza della vecchia opera.

La nuova opera consiste nella esecuzione di metà del tombino scatolare a sezione rettangolare di luce netta pari a 12,00 metri, altezza netta pari a 10,70 metri, e larghezza in testa pari a 5,50 metri, di cui 0,75 per il cordolo su cui verrà installata la barriera di sicurezza.

Il tombino scatolare sarà posizionato al centro del “Vallone S Cataldo”, e da come si evince la superficie idraulica è pari a circa 128 mq maggiore di quella esistente pari a circa 87 mq.

In adiacenza allo scatolare verranno realizzate le terre armate tipo “System” con paramento in pietrame (gabbionate) di altezza compresa tra 7,00 e 11,00 metri che assolveranno la funzione di muri d’ala. Il paramento in pietrame delle terre armate verrà realizzato oltre che sul lato esterno anche sul lato interno in adiacenza all’attuale opera onde contenere la strada durante la demolizione dell’attuale manufatto. Le terre armate saranno riempite di misto stabilizzato e di materiale proveniente dalla demolizione e dallo scavo. Al di sotto delle terre armate sarà realizzata una fondazione con gabbionate e pietrame. Al di sopra delle terre armate sarà realizzata una soletta in c.a. di ripartizione dei carichi e di collegamento delle stesse con l’altra metà da realizzarsi nella seconda fase. Al di sopra delle terre armate e del tombino scatolare correrà la nuova sede stradale dotata di idoneo cordolo in c.a., fondazione stradale e pavimentazione in conglomerato bituminoso.

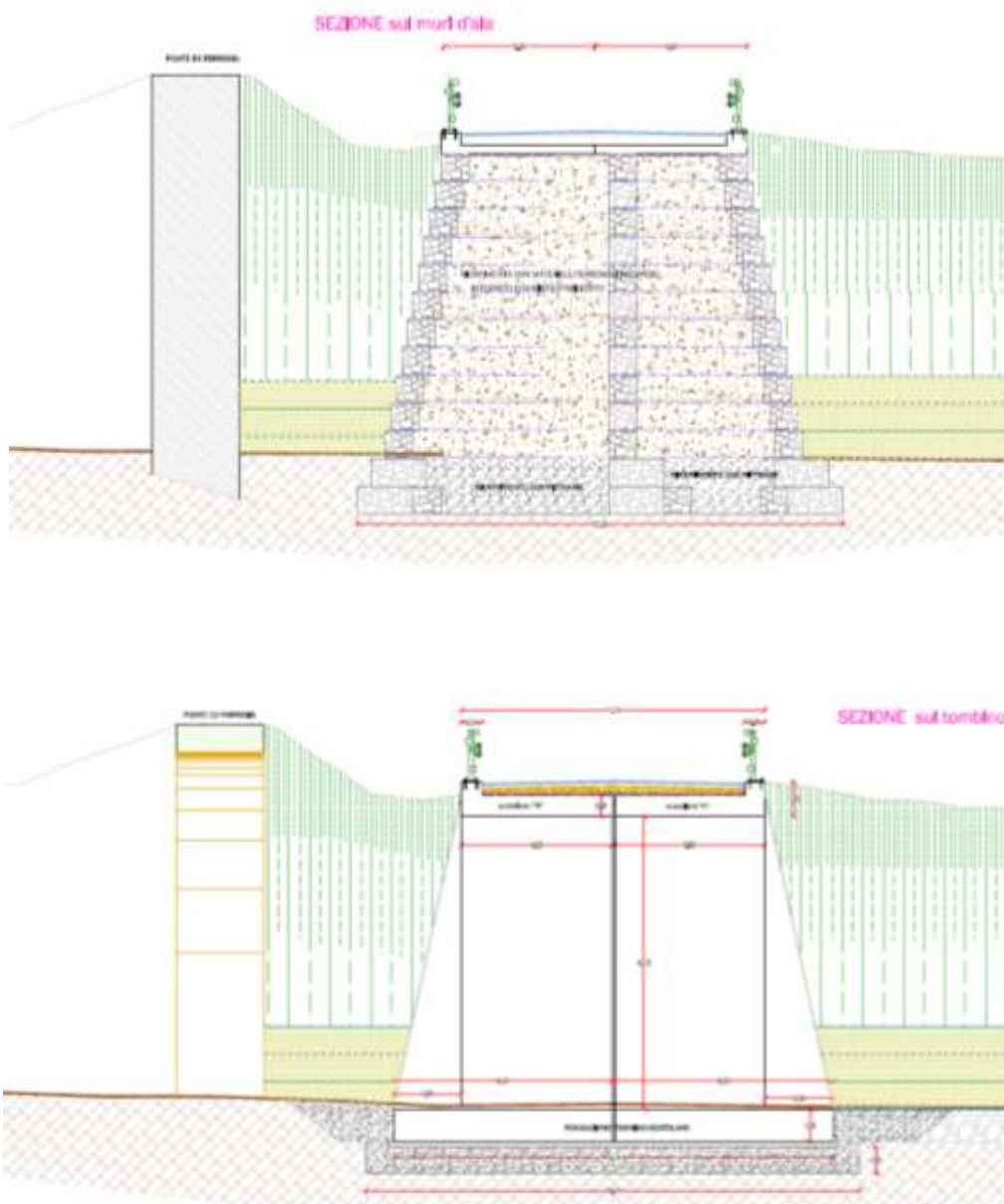
Ad avvenuta ultimazione delle opere e collaudo delle stesse si provvederà al raccordo con l’attuale sede stradale mediante l’esecuzione di gabbionate di contenimento e alla deviazione del traffico sulle nuove opere in modo tale da poter consentire la demolizione del vecchio manufatto..

A demolizione ultimata di quest’ultimo, si provvederà ad eseguire l’altra metà delle opere, ossia la restante metà del tombino scatolare in c.a., le terre armate di contenimento, la soletta e cordolo in c.a. e la conseguente fondazione e pavimentazione stradale.

La larghezza complessiva della nuova sede stradale sarà pari a 11,00 metri, di cui 9,50 per le carreggiate e 0,75 di cordolo/arginello.

L’intervento sarà completato da una sistemazione idraulica del fosso con gabbionate e la sistemazione delle scarpate.





2. Norme tecniche utilizzate

L'opera in oggetto, saranno realizzato all'interno del territorio del Comune di Pisticci. Detto Comune ai sensi della norma vigente, è inserito all'interno delle aree classificate sismiche, pertanto le nuove opere strutturali da realizzarsi saranno calcolate e quindi eseguite nel pieno rispetto della normativa vigente per le costruzioni nei suddetti Comuni classificati sismici.

Gli interventi in zona sismica, attualmente sono regolamentati dal D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 "Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni".

Pertanto le opere sono state dimensionate e calcolate nel rispetto della suddetta normativa.

Ai fini del calcolo delle strutture si sono utilizzate nel calcolo le seguenti normative:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018 -Aggiornamento delle *“Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”*; pubblicato sulla gazzetta ufficiale n.42 del 20/02/2018;
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019 N.7 *“Istruzione per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2018 – aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni”*.
- *“Norme Tecniche per l’esecuzione delle opere in c.a., normale e precompresso e per le strutture metalliche” legge 05.11.1971 n.1086.*
- Legge 02.02.1974 n.64 *“Provvedimenti per le costruzioni con particolare prescrizioni per le zone sismiche”*.
- Eurocodice 1 *“Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1: Basi di calcolo”*, ottobre 1996.
- Eurocodice 7 *“Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”*, aprile 1997.
- Eurocodice 8 *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1- 1: Regole generali - azioni sismiche e requisiti generali per le strutture”*, ottobre 1997.
- Eurocodice 8 *“Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”*, febbraio 1998.
- Legge Regionale del 29.11.1982 n.40 e successive.
- Legge Regionale del 06.08.1997 n.38.
- ALTRI RIFERIMENTI NORMATIVI

Tutte le verifiche sono eseguite agli STATI LIMITE secondo gli usuali metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni.

3.Misura della sicurezza

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E..

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all’insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale. Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali. Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell’utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 17/01/2018 e successive modifiche ed integrazioni.

In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 17/01/2018 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni;
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (S.L.D.) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;
- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani;
- Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

4.Modelli di calcolo

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17/01/2018.

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli S.L.U. che allo S.L.D. si fa riferimento al D.M. 17/01/18 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 la quale è stata utilizzata come norma di dettaglio.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

5.Carichi e azioni:

Si è concordato con il committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali e non.

Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (S.L.O.)
- Stato Limite di Danno (S.L.D.)

Gli stati limite ultimi sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (S.L.V.)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (S.L.C.)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

Stati Limite P_{VR} :		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le strutture descritte nella relazione tecnica illustrativa hanno una destinazione tale per cui ai vari livelli vengono considerati i seguenti carichi ed azioni:

- Permanenti (G): peso proprio elementi strutturali (vedi analisi dei carichi 2.3)
- Variabili ai piani (Q): locale soggetto ad affollamento (vedi analisi dei carichi 2.3)
- Sismiche (E): azione derivante dal terremoto (vedi analisi dei carichi 2.5)

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) viene effettuata per la seguente combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{pP} + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

Le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE) vengono effettuate per le seguenti combinazioni:

-combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

-combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{12} Q_{k2} + \psi_{13} Q_{k3} + \dots$$

-combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

con: γ_F = coefficienti parziali delle azioni da assumere secondo la seguente tabella in base ai diversi stati limite ultimi (EQU, STR, GEO):

AZIONI	Contributo	Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0.9 1.1	1.0 1.3	1.0 1.0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0.0 1.5	0.0 1.5	0.0 1.3

Carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

$\gamma_P = 1.0$ G_k = azioni permanenti al loro valore caratteristico

P_k = valore caratteristico dell'azione di precompressione e pretensione Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con Q_{k1} =azione dominante ψ_{0j} = coeff. di combinazione delle azioni variabili forniti dalla tabella 2.5.I - §2.5.3

Nelle combinazioni per SLE si intendono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai

fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G2.

L'analisi sismica è stata eseguita con il metodo pseudo statico come prescritto dalle NTC par.

7.11.6.2.1

La verifica agli stati limite ultimi connessa all'azione sismica, viene svolta per la seguente combinazione sismica:

$$E + G1 + G2 + P + \gamma_{21} Q_{k1} + \gamma_{22} Q_{k2} + \dots$$

6. Azioni sulla costruzione

Nel caso delle spinte del terrapieno sull'opera, in sede di valutazione di tali carichi, (a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

Per il dimensionamento delle strutture saranno, quindi utilizzati i seguenti carichi:

Peso proprio soletta **2500 kg/mc**

Peso permanente (pavimentazione stradale) **300 kg/mq**

Sovraccarico accidentale (carichi mobili) si è fatto riferimento al punto 5.1.3.3 delle NTC 2018

considerando la piastra come un ponte di 1° categoria con due corsie convenzionali, e quindi considerando i relativi carichi:

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.



Per alcune situazioni si è utilizzato un carico uniformemente ripartito pari a 3.000 kg/mq

7. Combinazioni di carico e verifica degli elementi strutturali:

Nella modellazione, sono state considerate le azioni verticali dovute a carichi permanenti, sovraccarichi accidentali e neve, e le azioni orizzontali dovute a vento e sisma.

Le azioni sismiche sono state valutate mediante analisi modale con spettro di risposta come prescritto dalla normativa vigente.

Le verifiche sono state condotte effettuando la composizione più sfavorevole delle sollecitazioni statiche e dinamiche N, M, T nei vari elementi strutturali portanti per i quattro schemi di calcolo,

sisma +x, sisma -x, sisma +y, sisma -y secondo il metodo indicato dalla normativa:

$$\text{SOLL}[\text{prog}] = \text{SOLL}[\text{statica}:\Sigma(\text{CCE})] \pm \text{SOLL}[\text{sismica}]$$

Per il calcolo e le verifiche tensionali delle strutture si sono quindi adottate le formule classiche della presso-tenso-flessione taglio e torsione secondo i criteri della Tecnica delle Costruzioni.

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite.

Condizioni di carico per il tombino scatolare

Comb n°	Caso	Sisma orizzontale	Sisma verticale
1	A1-M1	Assente	--
2	A2-M2	Assente	--
3	A1-M1	Assente	--
4	A2-M2	Assente	--
5	A1-M1	Da SINISTRA	POSITIVO
6	A1-M1	Da SINISTRA	NEGATIVO
7	A2-M2	Da SINISTRA	POSITIVO
8	A2-M2	Da SINISTRA	NEGATIVO
9	A1-M1	Da SINISTRA	POSITIVO
10	A1-M1	Da SINISTRA	NEGATIVO
11	A2-M2	Da SINISTRA	NEGATIVO
12	A2-M2	Da SINISTRA	NEGATIVO
13	A1-M1	Da DESTRA	POSITIVO
14	A1-M1	Da DESTRA	NEGATIVO
15	A2-M2	Da DESTRA	POSITIVO
16	A2-M2	Da DESTRA	NEGATIVO

N°	Nome cond.	SFAV	ψ	γ	ψ*γ
1	Peso Proprio (PS)	SFAV	1,00	1,30	1,30
2	Spinta terreno sinistra (PS)	SFAV	1,00	1,30	1,30
3	Spinta terreno destra (PS)	SFAV	1,00	1,30	1,30
4	Condizione 2 (PnS)	SFAV	1,00	1,50	1,50

Comb n°	Caso	Sisma orizzontale	Sisma verticale
16	A2-M2	Da DESTRA	NEGATIVO
17	A1-M1	Assente	--
18	A2-M2	Assente	--
19	A1-M1	Da DESTRA	POSITIVO
20	A1-M1	Da DESTRA	NEGATIVO
21	A2-M2	Da DESTRA	POSITIVO
22	A2-M2	Da DESTRA	NEGATIVO
23	SLEF	Assente	--
24	SLEF	Assente	--
25	SLEQ	Assente	--
26	SLEF	Assente	--
27	SLEF	Assente	--
28	SLEQ	Da SINISTRA	POSITIVO
29	SLEQ	Da SINISTRA	NEGATIVO
30	SLEQ	Da DESTRA	POSITIVO
31	SLEQ	Da DESTRA	NEGATIVO

N°	Nome cond.	SFAV	ψ	γ	ψ*γ
1	Peso Proprio (PS)	SFAV	1,00	1,30	1,30
2	Spinta terreno sinistra (PS)	SFAV	1,00	1,30	1,30
3	Spinta terreno destra (PS)	SFAV	1,00	1,30	1,30
4	Condizione 2 (PnS)	SFAV	1,00	1,50	1,50

Condizioni di carico per le terre armate

N°	Caso	Sisma H	Sisma V
1	A1-M1	Assente	--
2	A1-M1	Assente	--
3	A1-M1	Presente	Verticale positivo
4	A1-M1	Presente	Verticale negativo
5	EQU	Assente	--
6	EQU	Assente	--
7	EQU	Presente	Verticale positivo
8	EQU	Presente	Verticale negativo
9	STAB	Assente	--
10	STAB	Assente	--
11	STAB	Presente	Verticale positivo
12	STAB	Presente	Verticale negativo
13	SLEQ	Presente	Verticale negativo
14	SLEF	Assente	--
15	SLEF	Assente	--
16	SLEQ	Assente	--
17	SLEF	Assente	--
18	SLEF	Assente	--
19	SLEQ	Assente	--
20	SLEQ	Presente	Verticale positivo

N°	Nome cond.	Fav/Stav	psi	q	psi*q	C
1	Peso proprio (P)	SFAV	1,00	1,30	1,30	1,00
2	Spinta terreno (P)	SFAV	1,00	1,30	1,30	1,00

Condizioni di carico per le gabbionate

Combinazioni generate				
Comb. n°	Caso	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Peso muro / terrapieno
1	A1-M1	Assente	—	FAV - FAV
2	EQU	Assente	—	FAV - FAV
3	STAB	Assente	—	SFAV - SFAV
4	A1-M1	Assente	—	FAV - FAV
5	EQU	Assente	—	FAV - FAV
6	STAB	Assente	—	SFAV - SFAV
7	A1-M1	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
8	A1-M1	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
9	EQU	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
10	EQU	Presente	Verticale negativo	FAV - FAV
11	STAB	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
12	STAB	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
13	A1-M1	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
14	SLER	Assente	—	FAV - FAV
15	SLEF	Assente	—	FAV - FAV
16	SLEQ	Assente	—	FAV - FAV
17	SLER	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
18	SLER	Presente	Verticale negativo	FAV - FAV
19	SLEF	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
20	SLEF	Presente	Verticale negativo	FAV - FAV
21	SLEQ	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
22	SLEQ	Presente	Verticale negativo	FAV - FAV

Duplica combinazione: Elimina combinazione: Crea combinazioni simili

Condizioni della combinazione					
N°	Nome cond.	Stav/Fav	ψ	γ	$\psi \cdot \gamma$
1	Peso proprio	FAV	+	1.00	1.00
2	Spinta laterale	SFAV	+	1.00	1.30

8. Definizione delle forme spettrali

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 14 gennaio 2008 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale 50 anni
- Classe d'Uso; III
- Categoria del suolo; C
- Coefficiente Topografico T3; 1,0

Identificazione del sito ponte al km 2+500

Latitudine 40°.401826
 Longitudine 16°.533144
 Comune Pisticci

Vita di riferimento	75 anni	Descrizione	Simbolo	Tipo	SLU	SLE	U.M.
Accelerazione al suolo			a_g		2.60	1.22	[m/s ²]
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale			F_0		2.63	2.63	
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante			T_c^*		0.43	0.34	[s]
Tipo di sottosuolo e Coefficiente stratigrafico			S_s	C	1.28	1.50	
Categoria topografica e Coefficiente amplificazione topografica			S_T	T1	1.00	1.00	
Coefficiente di riduzione			β_m		0.38	0.47	

Nel caso in specie trattandosi di opere di classe III, gli stati limite da verificare ed il tipo di verifica da effettuare secondo norma sono i seguenti:

- Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti;
- Stato Limite di Salvaguardia (SLD) con verifica di resistenza.

9. Vita nominale della struttura

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale della struttura in oggetto (fabbricato per centro polivalente) essendo essa un'opera infrastrutturale di importanza normale è ≥ 50 anni.

10. Classe d'uso della struttura

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

11. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche, su ciascuna costruzione, vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale N_V per il coefficiente d'uso C_U . Pertanto si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per la struttura in questione la vita nominale della struttura V_N **si pone pari a 50 anni** mentre il coefficiente d'uso per la **classe III** è pari ad **1,5**. Pertanto il periodo di riferimento si calcola nel modo seguente.

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{anni}.$$

12. Categoria di suolo e condizioni topografiche

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento. La categoria di sottosuolo è di tipo **C**. Inoltre bisogna definire le condizioni topografiche del sito che nella fattispecie risulta essere di categoria **T1** che precisamente corrisponde a quella delle superfici piane, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i > 15^\circ$.

13. Terra armata

Nel campo delle geotecnica è definita come opera in terra rinforzata o pendio rinforzato, una struttura atta al contenimento o alla stabilizzazione di una scarpata costituita, essa stessa, da terreno e da elementi di rinforzo di forma e materiale opportuno, capaci di assorbire sforzi di trazione. Tali elementi vengono di solito disposti lungo piani di posa orizzontali durante il riempimento e la compattazione del rilevato di terra, che avviene per strati successivi. Così facendo, il regime di sollecitazioni che si instaura nel rilevato strutturale con l'aumentare dei carichi è tale da mobilitare la resistenza a trazione del rinforzo in virtù della propria aderenza per attrito con il terreno. Il terreno che costituisce il rilevato strutturale, invece, offrirà il suo contributo di resistenza alla compressione per effetto dei carichi verticali. Nella progettazione di queste strutture è pertanto necessario

individuare correttamente i meccanismi di rottura potenziali nel terreno al fine di valutare il contributo di stabilità offerto dalla presenza dei rinforzi. Un corretto dimensionamento di una struttura in terra rinforzata implica pertanto una scelta corretta della lunghezza e della spaziatura verticale dei rinforzi necessari a garantire la stabilità, noti che siano i parametri geotecnici del rilevato strutturale (angolo d'attrito, peso per unità di volume, coesione) e le caratteristiche meccaniche dei rinforzi (carico rottura, coeff. aderenza terreno). I meccanismi di scivolamento schematizzati nel calcolo saranno in generale diversi secondo le caratteristiche dei rinforzi e soprattutto della geometria e della stratigrafia della scarpata.

È importante osservare che, in generale, le verifiche di equilibrio limite ultimo richiedono il rispetto della condizione:

$$Ed \leq Rd$$

In cui

Ed = azioni o effetto delle azioni di progetto

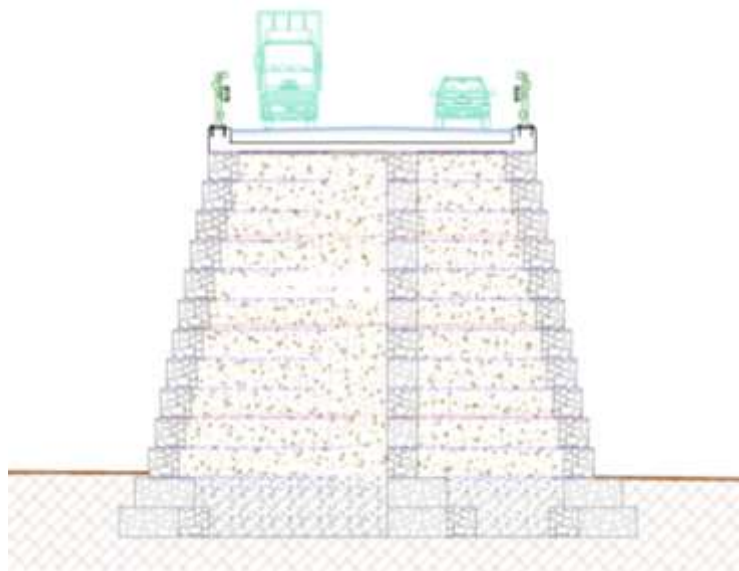
Rd = azioni o effetto delle azioni resistenti del sistema geotecnico.

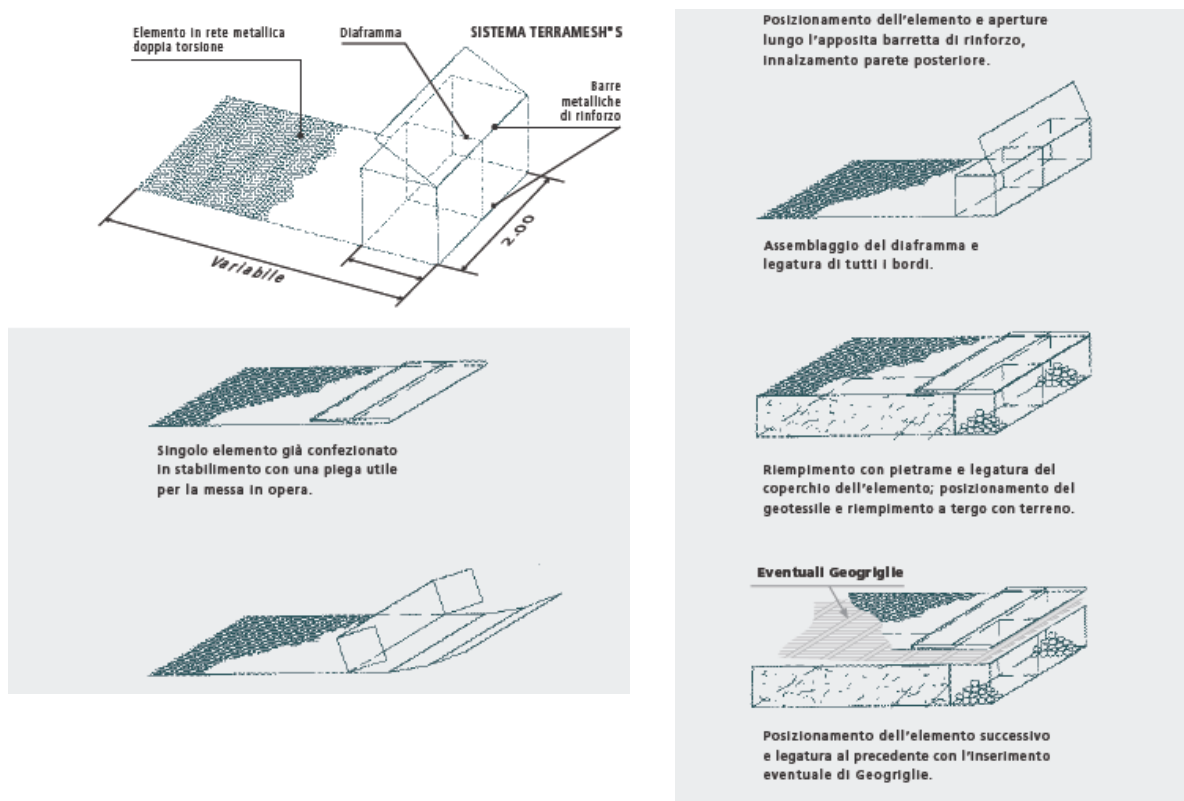
In entrambi i termini: le azioni vengono moltiplicate per i coefficienti γ_f , i parametri geotecnici vengono divisi per i coefficienti γ_m ed in più la resistenza globale viene ridotta mediante i coefficienti γ_r .

Nel particolare, le verifiche da effettuare sono:

- SLU di tipo geotecnica (GEO) e di Equilibrio di corpo rigido (EQU);
- stabilità globale del complesso dell'opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- stabilità interna dell'opera;
- collasso del carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR); raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Nella presente relazione verranno effettuate esclusivamente le verifiche che riguardano la stabilità interna dell'opera al fine di ottenere un pre-dimensionamento degli elementi strutturali necessari per il rinforzo della terra armata.





Montaggio terre armate tipo "system"

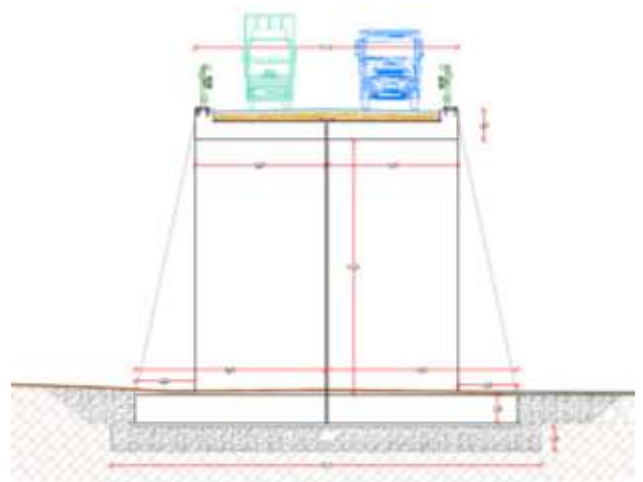
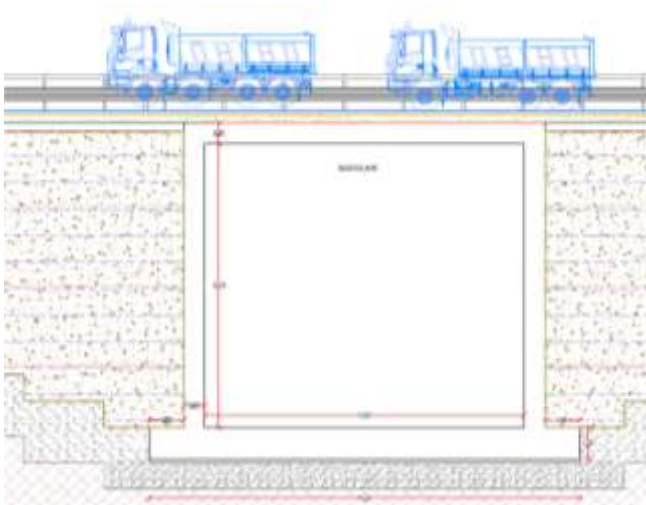
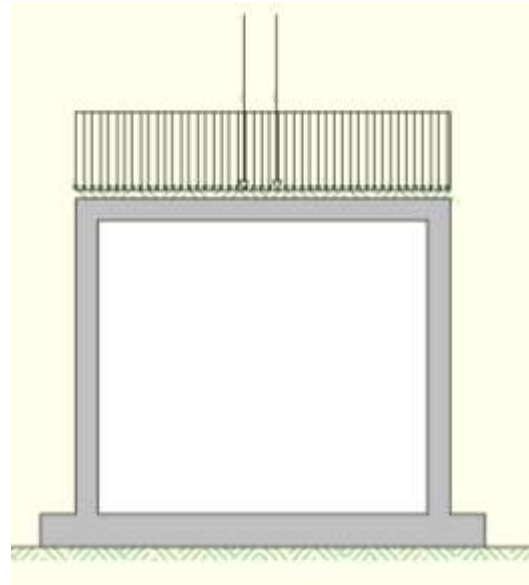
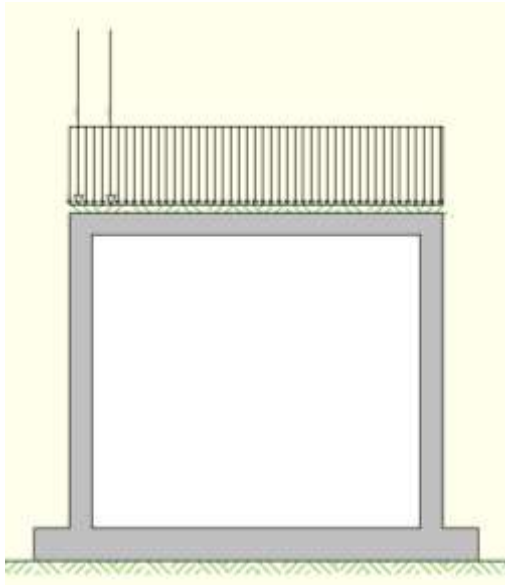


15. Scatolare in c.a.

Il tombino scatolare in c.a. da realizzarsi in due fasi ha una sezione rettangolare di luce netta pari a 12,00 metri, altezza netta pari a 10,70 metri, e larghezza in testa, per ogni scatolare, pari a 5,50 metri, di cui 0,75 per il cordolo su cui verrà installata la barriera di sicurezza, per una larghezza totale

complessiva di 11,00 metri.

Lo scatolare è stato dimensionato tenendo conto dei carichi di prima categoria secondo le condizioni più gravosa.



RELAZIONE SUI MATERIALI

Il calcolo delle caratteristiche della sollecitazione interna e le verifiche di resistenza delle strutture sono state eseguite con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni; utilizzando come criterio di resistenza quello degli stati limite ultimi. Di seguito si riportano i valori delle caratteristiche meccaniche fissati dalla normativa, per i materiali utilizzati:

1. Acciaio.

Acciaio in barre ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, B 450 C (FeB 44k):

- Modulo Elastico: $E = 210.000,00 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} = 540,00 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450,00 \text{ MPa}$
- Rapporto medio tra tensione di rottura e tensione di snervamento:
 $(f_t/f_y)_{\text{medio}} > 1,13$
- Rapporto tra il singolo valore della tensione di snervamento e tensione caratteristica di snervamento:
 $(f_y/f_{yk}) < 1,35$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_s = 1,15$
- Con riferimento alle Norme Tecniche, per l'acciaio B 450 C (Fe B 44k) si definisce una resistenza di calcolo

$$f_{sd} \text{ determinata dalla seguente relazione: } f_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450,00}{1,15} = 391,00 \text{ MPa}$$

2. Calcestruzzi.

Calcestruzzo in fondazione XC2 C 25/30 ($R_{bk} = 300,00 \text{ daN/cm}^2$):

- Resistenza cubica caratteristica per compressione: $R_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica caratteristica per compressione: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck})^2} = 2,56 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ MPa}$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_c = 1,50$
- Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 14,11 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,19 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione: $f_{ctk} = \frac{f_{ctm}}{1,20} = 2,13 \text{ MPa}$

- Modulo di elasticità normale:

$$E = 22.000 \cdot [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3} = 31.447 \text{ MPa}$$

- Rapporto massimo acqua/cemento: 0,60

Calcestruzzo in fondazione XC2 C 28/35 ($R_{bk} = 350,00 \text{ daN/cm}^2$):

- Resistenza cubica caratteristica per compressione: $R_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica caratteristica per compressione: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck})^2} = 2,83 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,98 \text{ MPa}$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_c = 1,50$
- Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 16,46 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,32 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione per flessione: $f_{ctfk} = \frac{f_{ctm}}{1,20} = 2,35 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità normale:
- $E = 22.000 \cdot [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3} = 32.588 \text{ MPa}$
- Rapporto massimo acqua/cemento: 0,60

Calcestruzzo in elevazione XC1 C 32/40 ($R_{bk} = 400,00 \text{ daN/cm}^2$):

- Resistenza cubica caratteristica per compressione: $R_{ck} = 40,00 \text{ MPa}$
- Resistenza cilindrica caratteristica per compressione: $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,20 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{(f_{ck})^2} = 3,10 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,17 \text{ MPa}$
- Coefficiente di sicurezza del materiale: $\gamma_c = 1,50$
- Resistenza di progetto a compressione: $f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 18,81 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a trazione: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1,45 \text{ MPa}$

- Resistenza caratteristica a trazione per flessione:

$$f_{cfk} = \frac{f_{ctm}}{1,20} = 2,58MPa$$

- Modulo di elasticità normale:
- $E = 22.000 \cdot [(f_{ck} + 8)/10]^{0,3} = 33.643MPa$
- Rapporto massimo acqua/cemento:

0,60

Condizioni ambientali: ordinarie

Classe di esposizione: XC0, XC1, (elevazione) XC2 (fondazione)

Sensibilità armatura: Armatura poco sensibile

Classe di duttilità della struttura

Per ogni struttura di progetto bisogna definire la classe di duttilità e per la struttura in questione si considera una classe di duttilità BASSA quindi CD”B”.

Classe di esposizione ambientale

La classe di esposizione ambientale prevista per le strutture è stata individuata tenendo conto che le condizioni ambientali in cui verrà realizzata la struttura possono definirsi ordinarie e considerando che il fattore preminente in grado di influenzare la durabilità del calcestruzzo è rappresentato dalla corrosione delle armature indotta da carbonatazione in regime bagnato asciutto. Le classi di esposizione ambientale hanno determinato la scelta delle caratteristiche minime dei calcestruzzi, la dimensione dei copriferri e la verifica dello stato limite di fessurazione riportata nella relazione di calcolo.

Classe di resistenza

La classe di resistenza è stata definita in conformità alle Norme tecniche e alla norma UNI EN 2061: il primo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cilindrica (f_{ck} per le Norme tecniche e $f_{ck,cyl}$ per le norme europee) mentre il secondo termine definisce la resistenza caratteristica a compressione cubica (R_{ck} per le Norme tecniche e $f_{ck,cube}$ per le norme europee). Le resistenze soddisfano i valori minimi previsti dalla norma UNI 11104 per l’ambiente in cui è previsto che debbano lavorare i vari elementi strutturali.

Classe di consistenza

Le classi di consistenza sono state stabilite ipotizzando l’utilizzo della pompa. Nel caso che, per motivi legati all’operatività, venga richiesto di utilizzare una classe di consistenza diversa da quella prescritta, può venire autorizzata dalla DL e annotata sull’apposito registro di cantiere, adducendo le motivazioni della variazione. Il mantenimento della consistenza deve essere garantito per un tempo di almeno due ore dalla fine del carico dell’autobetoniera e comunque non meno di un’ora dall’arrivo dell’autobetoniera in cantiere, tempo in cui l’impresa deve completare lo scarico. Il fornitore di calcestruzzo e l’impresa devono programmare il getto in modo che il produttore cadenzi le consegne per dare il tempo necessario all’impresa di poter mettere in opera il materiale. Sono da evitare interruzioni di getto superiori a un’ora.

Aggregati

Gli aggregati, ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali o provenienti da processi di riciclo, devono essere conformi alla norma UNI EN 12620, con un sistema di attestazione 2+, ai sensi del DPR 246/93. E' possibile utilizzare aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti della tabella 11.2.III delle NTC 2008; in tal caso il calcestruzzo dovrà essere preliminarmente qualificato e documentato con idonee prove di laboratorio.

Il diametro massimo dell'aggregato grosso prescritto tiene conto degli spessori, delle geometrie e dei copriferri e interferri degli elementi strutturali. In funzione della disponibilità delle pezzature reperibili dai produttori di calcestruzzo in zona, sono accettabili solo diametri massimi minori o uguali a quelli prescritti.

Dosatura dei materiali

La dosatura dei materiali è orientativamente la seguente per m³ di impasto:

sabbia	0,4	m ³
ghiaia	0,8	m ³
acqua	125	litri
cemento tipo 425	3	q/m ³

Copriferro

I valori dei copriferri sono stati stabiliti secondo la norma UNI EN 19921-1 (sezione 4), in funzione delle classi di esposizione ambientali. Si ricorda che il valore del copriferro è misurato dal filo esterno delle staffe, per cui se verranno utilizzati distanziatori fissati alle barre longitudinali occorrerà sommare al valore fornito anche il diametro delle staffe e il raggio della barra. Le tolleranze di esecuzione dei copriferri sono quelle previste dalla norma EN 13670:2008: è stata considerata una tolleranza Δ_{dev} di 10 mm, come proposto dalla norma UNI EN 19921-1.

Messa in opera

L'esecuzione dell'opera deve essere conforme alla norma prEN13670:2008. A tal fine è stata prevista la classe di esecuzione 1 e la classe di tolleranza 1. In particolare si raccomanda di utilizzare casseforme di resistenza, rigidità, tenuta e pulizia adeguate per ottenere superfici regolari e prive di difetti superficiali che possano incidere pesantemente sulla capacità del copriferro di proteggere le armature. Per quello che riguarda la messa in opera (tolleranze, giunzioni, assemblaggio) e piegatura (temperatura minima, diametro dei mandrini, ecc.) delle armature, occorre attenersi alle prescrizioni riportate nel capitolo 6 della norma prEN13670:2008[N12].

I lavori di preparazione ai getti dovranno essere contemplati, ispezionati e documentati come richiesto dalla classe di esecuzione. Le superfici che vengono a contatto con il calcestruzzo fresco non devono avere una temperatura inferiore a 0°C finché questo abbia superato la resistenza a compressione di 5MPa. Se la temperatura ambientale è prevista al di sotto di 0°C o al di sopra di 30°C al momento del getto o nel periodo di maturazione, occorre prevedere precauzioni per la protezione del calcestruzzo, come specificato nel paragrafo successivo. Il calcestruzzo deve essere compattato a rifiuto in modo che le armature vengano adeguatamente incorporate nella matrice

cementizia, l'elemento strutturale assuma forma imposta dalle casseforme e la superficie del getto sia priva di difetti superficiali. Allo scopo occorre utilizzare vibratori ad ago da inserire ed estrarre verticalmente ogni 50 cm circa, facendo attenzione a non toccare le armature e ad inserire il vibratore ad una profondità tale da coinvolgere gli strati inferiori precedentemente vibrati. Per la scelta delle classi di consistenza, la durata della vibrazione sarà relativamente bassa, soprattutto nei getti dei solai e della platea. Maggior cura richiederà la compattazione del calcestruzzo gettato nei setti e nei nodi sotto-soletta.

Stagionatura

Il calcestruzzo, dopo il getto, deve essere protetto contro la veloce evaporazione dell'acqua, dal gelo, dagli agenti atmosferici. Nei getti verticali, la stagionatura consiste nel mantenimento delle casseforme, per i getti orizzontali nell'applicazione di teli di plastica per il tempo necessario fissato dalle tabelle sotto riportate.

Eccetto che nel periodo invernale, è consentito utilizzare agenti antievaporanti, facendo attenzione ad evitare le riprese di getto. In questo periodo, si prescrive l'utilizzo di teli di plastica, in modo da proteggere il getto, oltre che dall'evaporazione dell'acqua, anche dalle basse temperature. Nel periodo invernale, si consiglia di richiedere al fornitore di calcestruzzo un prodotto con bassi tempi di indurimento, in modo da accorciare i tempi di stagionatura

Controlli

Il calcestruzzo, secondo quanto previsto dalle Norme tecniche vigenti, deve essere prodotto da impianti dotati di un sistema di controllo permanente della produzione, certificato da un organismo terzo indipendente riconosciuto.

E' compito della DL accertarsi che i documenti di trasporto indichino gli estremi della certificazione. Nel caso in cui il calcestruzzo sia prodotto in cantiere occorre che, sotto la sorveglianza della DL, vengano prequalificate le miscele da parte di un laboratorio ufficiale (di cui all'art.59 del DPR 380/2001). Sul calcestruzzo dovrà essere eseguito il controllo di accettazione di tipo A secondo quanto previsto dal capitolo 11 delle Norme tecniche.

3.Specifiche per gabbionate

Il gabbione a scatola è un elemento a forma di prisma rettangolare con le pareti costituite da un'armatura di rete metallica fortemente zincata con maglie a doppia torsione, riempito di materiale lapideo di adatta pezzatura. Tutti i bordi, sia del telo principale che delle testate, sono rinforzati con fili di ferro zincato di diametro maggiorato rispetto a quello della rete.

I gabbioni metallici dovranno essere fabbricati con rete metallica a doppia torsione in filo conforme alle UNI EN 10218.

Il filo costituente la rete metallica dovrà essere sottoposto a sistemi di protezione dalla corrosione attraverso rivestimento in materiali polimerici o con leghe zinco-alluminio Zn95Al5 oppure Zn90Al10 (Linee Guida C.S.LL.PP. approvate con parere n. 69 del 2/7/2013). La tipologia del filo,

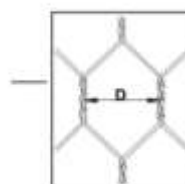
in alcune opere speciali, potrà prevedere la doppia protezione utilizzando ambedue le tipologie previste dalla Linee Guida.

La rete costituente gli elementi dovrà avere maglie uniformi di dimensioni non superiori a 8*10 cm (UNI EN 10223-3), dovrà essere esente da strappi e dovrà avere il perimetro rinforzato con filo di diametro maggiore rispetto a quello della rete stessa, inserito nella trama della rete o ad essa agganciato meccanicamente in modo da impedire lo sfilamento e dare sufficiente garanzia di robustezza.

Per la denominazione della maglia tipo, le dimensioni e le relative tolleranze, si può fare riferimento alle specifiche della norma UNI EN 10223-3 e rappresentate nella seguente tabella che si riferisce alle reti standard disponibili in commercio.

Denominazione Tipo	Diametro "D" nominale (mm)	Tolleranze (mm)
6x8	60	Da 0mm a +8mm
8x10	80	Da 0mm a +10mm

Tabella 4



Le combinazioni-tipo tra le dimensioni "D" della maglia e il diametro del filo "d" con cui questa è costituita generalmente impiegate sono di seguito riportate:

	Maglia tipo	(D = mm)	Diametro minimo "d" del filo (*) (mm)
Rete per opere parasassi	6x8	60	2,7
	8x10	80	2,7(**)
	8x10	80	3,0
Gabbioni	6x8	60	2,7
	8x10	80	2,7(**)
	8x10	80	3,0
Materassi metallici	6x8	60	2,2 (**)
Opere in terra rinforzata	8x10	80	2,2 (**)
			2,7 (**)

Per ciascuna applicazione la combinazione tra diametro delle maglia "D" e quello del filo "d" deve essere comunque univocamente individuata e il diametro del filo non può essere indicato come "superiore a" o "non inferiore a" o messo in alternativa tra due o più valori. Il filo di bordatura laterale di tratti di rete e di quello dei singoli elementi di strutture scatolari (gabbioni e materassi metallici) deve avere un diametro maggiore di quello costituente la rete stessa, secondo quanto riportato dalla norma UNI EN 10223-3 e di seguito richiamato.

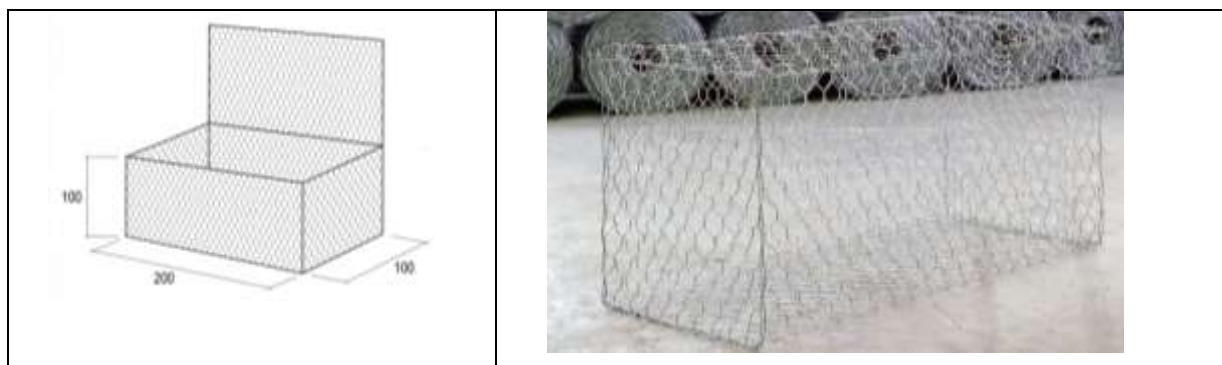
Diametro del filo della rete (mm)	Diametro minimo del filo di bordatura (mm)
2,2	2,7
2,7	3,4
3,0	3,9

Il valore della resistenza a trazione della rete metallica assume valori differenti in funzione delle

diverse combinazioni tra dimensioni della maglia e diametro del filo. Ai fini del progetto, il valore indicativo della resistenza caratteristica da adottare nelle diverse applicazioni è rappresentato nella seguente tabella.

Tipo di opera	Resistenza caratteristica a trazione (kN/m)
Opere di sostegno e difesa idraulica	50
Materassi metallici	37
Opere in terra rinforzata	35
Opere paramassi	50

Le dimensioni trasversali della scatola costituente i gabbioni (altezza e larghezza) dovranno essere pari a 0,50x1,00 m oppure a 1,00x1,00 m. Per lunghezze della scatola superiori a 1,50 m si dovranno adottare gabbioni muniti di diaframmi e più precisamente: 1 diaframma per scatole di lunghezza pari 2 m, 2 diaframmi per scatole di lunghezza pari a 3 m e 3 diaframmi per scatole di lunghezza pari a 4 m.



I materassi metallici, realizzati con le modalità e sulla base delle normative già richiamate per i gabbioni, dovranno avere larghezza pari a 2,0 m, spessore pari a 23 cm o 30 cm e lunghezze di 4, 5 o 6 m; il numero di tasche dovrà essere pari ai metri di lunghezza. Il diametro del filo di ferro, sempre a forte zincatura, sarà pari 2,2 mm e la dimensione delle maglie, sempre a doppia torsione, pari a 6*8 cm.

Il materiale di riempimento dei gabbioni sarà costituito da pietrame di cava spaccato o da ciottolame di fiume preferibilmente di forma appiattita; in ogni caso le facce esterne dovranno essere eseguite con pietrame di cava di forma parallelepipedica e squadrata, così da risultare sistemate come un muro a secco, ben scagliato in modo da non lasciare vuoti. Il nucleo interno potrà eventualmente essere realizzato con ciottoli di fiume. Le dimensioni del pietrame e dei ciottoli non dovranno essere inferiori, in nessuna direzione, a 15 cm.

Il pietrame di riempimento utilizzati per la costruzione dell'opera dovranno corrispondere ai requisiti essenziali di compattezza, omogeneità e durabilità; dovranno inoltre essere esenti da giunti, fratture e piani di sfalsamento e rispettare i seguenti limiti:

- massa volumica: $\geq 24 \text{ kN/m}^3$ (2400 kgf/m³)

- resistenza alla compressione: ≥ 80 Mpa (800 kgf/cm²)
- coefficiente di usura: $\leq 1,5$ mm
- coefficiente di imbibizione: $\leq 5\%$
- gelività: il materiale deve risultare non gelivo.

4. Terre armate

Materiali utilizzati

GEOGRIGLIE TIPO MIRAFI MIRAGRID 7 XT Resistenza caratteristica a trazione $T_{tk} = 80$ N/m(n° 7 strati di armatura), con i seguenti fattori di sicurezza

The screenshot shows a software window titled "Caratteristiche Rinforzo". It contains the following data:

Tipo rinforzo	
Descrizione	Rinforzo 2
LTDS: Resistenza di Progetto Lungo Termine [kg/m]	8000,00
Fattori di Sicurezza (LTDS)	
FS danni giunzione	1,00
FS danni chimico	1,00
FS danni biologico	1,00
FS danni ambientali	1,30
Resistenza di Progetto Lungo Termine Ammissibile:	6153,85

Sono state utilizzati i seguenti materiali con le relative caratteristiche geotecniche:

Caratteristiche geotecniche del terreno naturale di appoggio della fondazione (argille a -2,00 dal piano campagna)

- peso specifico $\gamma=2060$ kg/mc
- peso specifico saturo $\gamma_s=2130$ kg/mc
- angolo di attrito interno $\phi=22^\circ$
- coesione $c=0.20$ Kg/cm²

Caratteristiche geotecniche del materiale di fondazione (pietrame e misto stabilizzato)

- peso specifico $\gamma=1800$ kg/mc
- peso specifico saturo $\gamma_s=2000$ kg/mc
- angolo di attrito interno $\phi=30^\circ$
- coesione $c=0.00$ Kg/cm²

Caratteristiche geotecniche del materiale da utilizzare per il riempimento delle terre armate

- peso specifico $\gamma=1800$ kg/mc
- peso specifico saturo $\gamma_s=2000$ kg/mc
- angolo di attrito interno $\phi=30^\circ$
- coesione $c=0.10$ Kg/cm²

RELAZIONE GEOTECNICA

La presente relazione viene redatta sulla base di conoscenze ed informazioni acquisite. Sarà necessario in fase di elaborazione del progetto esecutivo che vengano redatto un apposito studio geologico, completo di indagini al fine di confermare o rettificare i dati utilizzati per i calcoli delle strutture.

1. Morfologia e geologia

Come innanzi specificato, il ponte oggetto dell'intervento è ubicato al km 2+500 della S.P. 5 (ex SS176). Detta arteria è caratterizzata dalla presenza di numerosi ponti necessari al superamento dei ruscelli creatisi negli sfrangiamenti calanchiferi tipici della zona.

L'area in esame per un suo adeguato intorno è caratterizzata dalla presenza di una serie di modesti rilievi argillosi residuali a pendenza più o meno debole (cupole, mammelloni, ecc.) con reticolo idrografico di tipo dentritico e quote di modesta entità, comprese tra gli 90 e i 130 m s.l.m.

I versanti a morfologia dolcemente ondulata con pendenze modeste o moderate, sono caratterizzati da erosione laminare, o per piccoli solchi, mentre i versanti più ripidi, spesso scoscesi sono caratterizzati da forme di erosione di tipo lineare. Tali forme risultano ben evidenti poichè alla base della formazione dei calanchi con drenaggi densi e gerarchizzati, dettati da profonde incisioni sui substrati argillosi e con displuvi stretti e affilati. Lungo i versanti meridionali si sviluppano frequentemente fenomeni di fessurazione delle argille che favoriscono l'infiltrazione di acqua piovana, nella coltre più superficiale che pertanto risulta essere più "allentata" e degradata.

Nelle aree pianeggianti si sviluppano fossi a fondo piatto delimitati da pareti verticali.

Morfologicamente il ponte da ricostruire è ubicato in una zona pianeggiante di raccordo tra i deboli rilievi argillosi e la valle del Fiume Cavone.

Il Ponte attraversa a una quota di 94 m s.l.m. un fosso largo circa 20 m e profondo circa 12 m. Come il precedente anch'esso risulta inciso nelle Argille marnose grigio-azzurre dalle acque superficiali provenienti dai quadranti nord e sud-est. I rilievi eseguiti in quest'area non hanno rilevato indizi di movimenti franosi in atto. È da segnalare nei tratti a monte e a valle del ponte la presenza lungo il fosso di cumuli di frana. In questi tratti le acque che scorrono nel fosso erodono la base della parete e provocano uno scalzamento al piede con conseguente crollo/ribaltamento di prismi di argilla ("sfettamenti")

2. Caratteristiche idrologiche ed idrogeologiche

L'area di progetto appartiene al bacino idrografico del Torrente Salandrella/Cavone.

La circolazione delle acque meteoriche, essendo l'area ricoperta da depositi impermeabili, avviene quasi esclusivamente in superficie con deflusso incerto fino al raggiungimento dei due fossi (Fosso San Francesco e Vallone San Cataldo) attraversati dai ponti oggetto d'intervento.

In linea del tutto generale, l'area studiata si presenta incisa da reticoli a geometria di tipo dendritico, abbastanza ben organizzati, reticoli quest'ultimi che sottolineano appunto, il naturale carattere

impermeabile dei terreni su cui essi si impostano.

I corsi d'acqua sono caratterizzati da portate di tipo stagionale, legate pertanto in modo diretto al regime delle precipitazioni e in tal senso quindi si alterna il carattere torrentizio di tali corsi d'acqua nei periodi di forte apporto meteorico (essenzialmente autunno/inverno) ai periodi di magra (essenzialmente estivi).

Nello specifico, per quanto riguarda i caratteri idrogeologici, i terreni presenti nei siti di progetto generano un complesso impermeabile costituito dalle Argille marnose grigio-azzurre che a causa dell'elevata percentuale di componente pelitica risultano praticamente impermeabili.

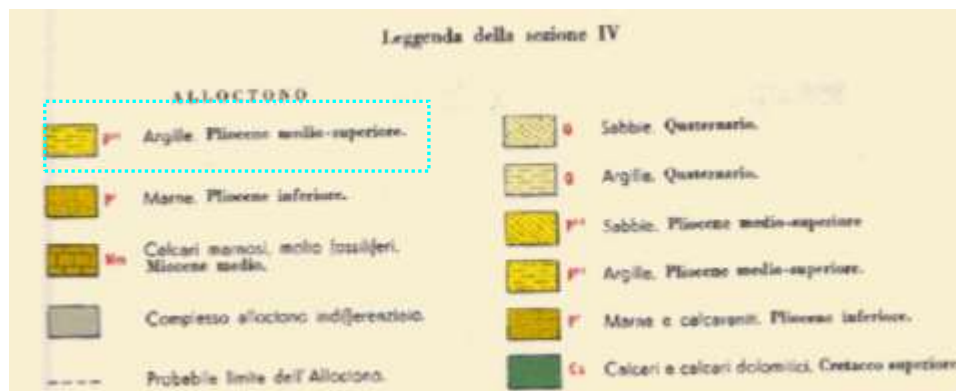
Al netto del carattere impermeabile della litologia ivi presente, per contro però, questo complesso può detenere un certo grado di permeabilità, da inquadrare nell'ambito della cosiddetta permeabilità di tipo secondario, presente essenzialmente nella parte più superficiale, poiché quest'ultima risulta quasi sempre degradata e "allentata" (a minor compattezza). Pertanto è possibile riscontrare presenza di acqua in alcune porzioni sommitali di tale litotipo, seppure queste acque generalmente non costituiscono una vera e propria circolazione profonda.



Stralcio carta geologica dell'area



Profilo geologico

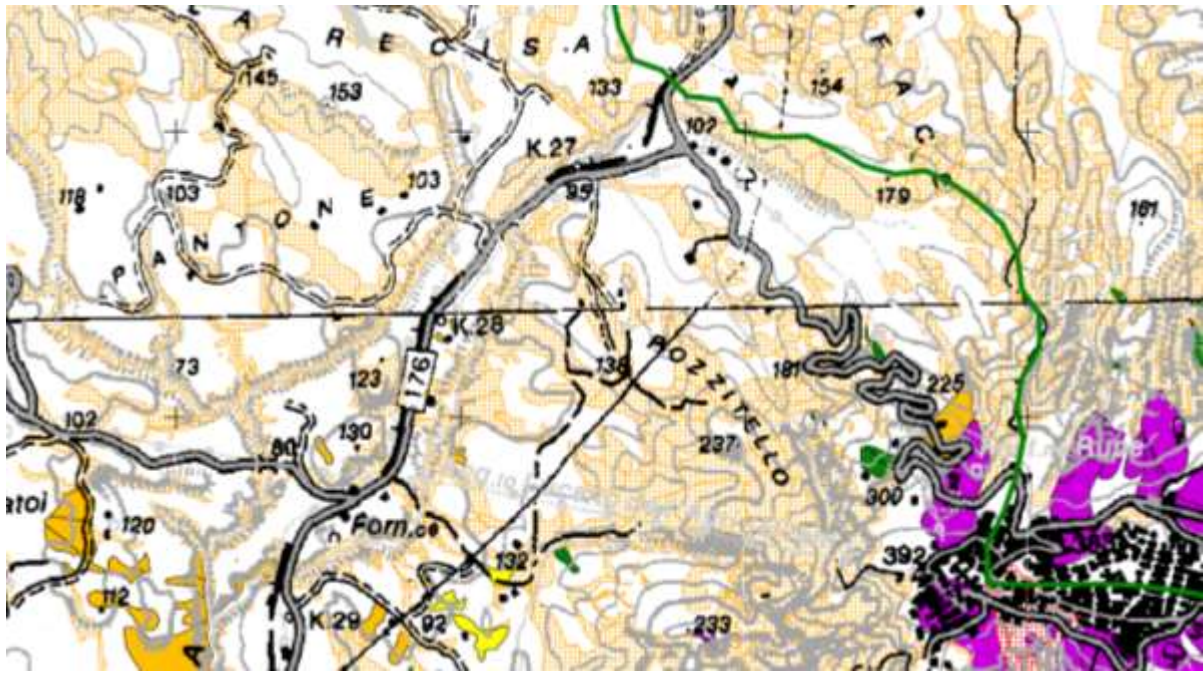


Leggenda carta geologica

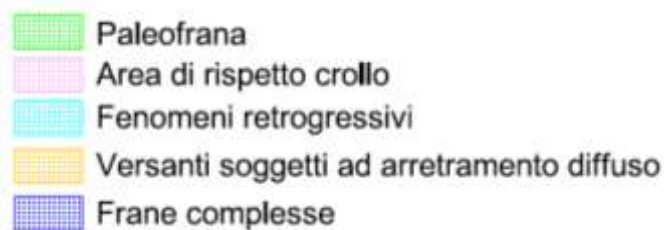
Dalla consultazione del Piano Stralcio delle Aree di Versante - B Carta del Rischio, Agg.2016 le aree ricadono marginalmente **in quella di rischio medio R2.**



Stralcio Carta aree a rischio idrogeologico AdB



Stralcio Carta inventario delle frane



3. Parametri sismici utilizzati

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.266	2.630	--	0.160	0.260	2.072	0.266	0.699	1.526

Accelerazione massima in superficie	(PGA)	0.188	g
Accelerazione massima al bedrock	(PGA ₀)	0.120	g
Fattore amplificativo	(PGA/PGA ₀)	1.565	-

Categoria del suolo "C"

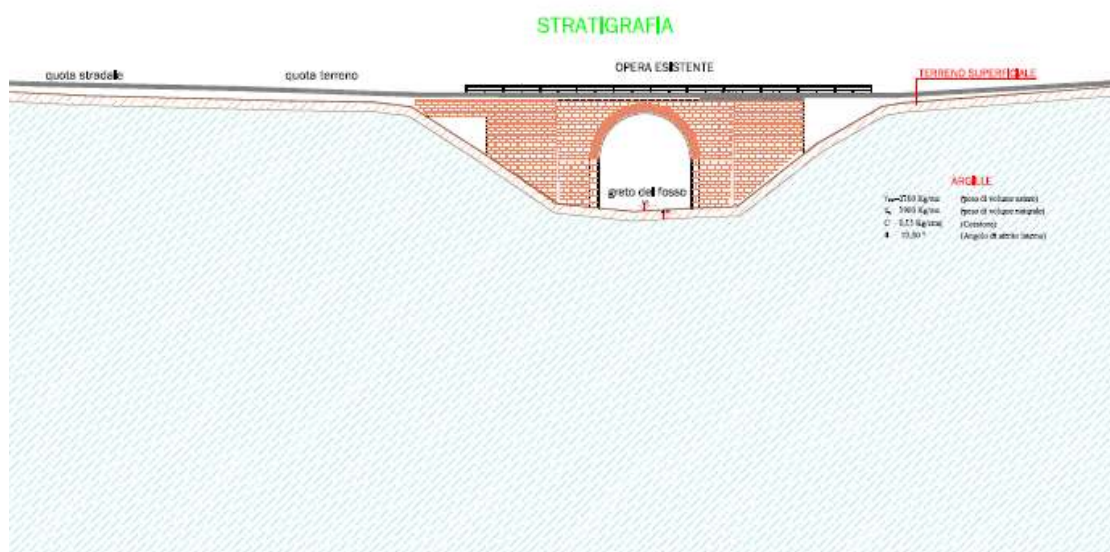
4. Parametri geotecnici utilizzati

Sulla base delle considerazioni geologiche riportate nella relazione geologica allegata, l'assetto litostratigrafico dell'area di studio è riconducibile a sola unità litotecnica:

U.T.L.1: Argille con limo scrivibili alla Formazione delle Argille marnose grigio-azzurre.

Il modello geologico individuato può essere utilizzato anche come modello geotecnico e, pertanto, si trasformano le unità litologiche in unità geotecniche suddividendo l'Unità Litotecnica 1 in due unità geotecniche in quanto i parametri fisico-meccanici in questa unità variano con la profondità.

Nel corso delle perforazioni sono stati prelevati n° 2 campioni nel sondaggio S1, effettuato in corrispondenza del ponte al km 2+500, rispettivamente a 6 e 14 m dal p.c.



Stralcio sezione geologica localizzata

I principali indici geotecnici misurati sono riportati nelle seguenti tabelle riassuntive:

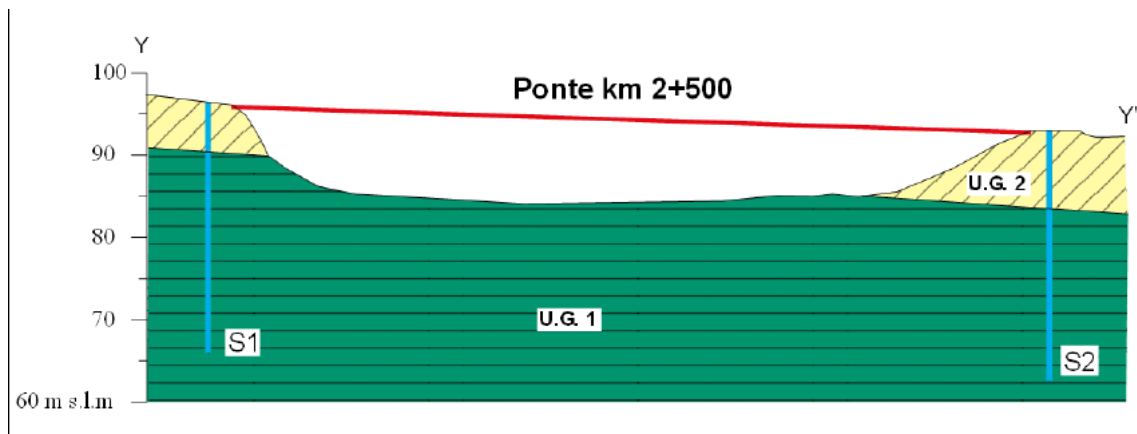
N° d'ordine	Rif. interno	Sondaggio	Campione	Classe campione (A.G.I.)	Profondità		γ_n	W_n	γ_s	LL	LP	I.P.	I.C.	Sr	Granulometria				Prova Edometrica				Parametri meccanici				
					da metri	a metri									G	S	L	A	Pc	Moduli Edometrici (kPa)			c	ϕ	c'	ϕ'	ϕ_r
																				(%)	(%)	(%)					
1	630-13	1	1	Q5	6,00	6,40	20,1	18,8	2,71	46,1	21,6	24,5	1,11	89	0,0	2,9	43,9	53,2	271	8257	4975	8240	—	—	23,8	23,0	16,4
2	631-13	1	2	Q5	14,00	14,50	20,4	19,2	2,70	46,7	23,3	23,4	1,18	95	0,0	1,6	39,5	58,9	755	—	—	9821	106,0	12,0	87 88	15,7 14,0	11,9

γ_n = Densità naturale - W_n = Umidità naturale - γ_s = Peso specifico - LL = Limite Liquido - LP = Limite Plastico - IP = Indice di Plasticità - I.C. = Indice di Consistenza - Sr = Grado di saturazione - G = Ghiaia - S = Sabbia - L = Limo - A = Argilla - Pc = Pressione di Preconsolidazione - C, ϕ = Coesione e angolo di resistenza al taglio (tensioni totali da TRIACU) - C', ϕ' = Coesione e angolo di resistenza al taglio (tensioni efficaci da TRIACU e Taglio Diretto) - ϕ_r = Angolo di resistenza al taglio residuo (da Taglio Reverse)

I risultati delle prove evidenziano la presenza di terreni costituiti sostanzialmente da argilla con limo e mostrano un aumento del contenuto di argilla e un incremento dei parametri meccanici con la profondità.

A seguito di quanto in precedenza rappresentato e considerato, il modello geotecnico dei siti di progetto è costituito dalle seguenti unità geotecniche:

- U.G.1 – Corrisponde all'Unità U.L.T.1 ed è costituita da argilla con limo.
- U.G.2 – Questa unità corrisponde alla coltre superficiale degradata “allentata” (a minor compattezza) dell'Unità U.L.T.1.



				Prova a taglio diretto		Prova a taglio residuo		Prova triassiale CD		Prova triassiale CU		SKEMPT ON (1954)
Unità	Campioni	γ	I.P.	c KPA	ϕ	c KPA	ϕ	c KPA	ϕ	c KPA	ϕ	cu KPA
U.G.1.	S1C2	20,4	23,4	88	14	0,7	11,9	87	15,7	106	12	32,08
	S1C1	20,1	24,5	23,8	23	1,6	16,4	//	//	//	//	24,2

1° strato : Terreno vegetale di ricoprimento (spessore ml 1,00)

- Peso di volume naturale : $\gamma = 1929 \text{ kg/mc}$
- Peso di volume saturo: $\gamma = 2038 \text{ kg/mc}$
- Coesione : $C_r = 0,00 \text{ kg/cm}^2$
- Angolo di attrito interno: $\phi_r = 16,00^\circ$

2° strato : Argilla azzurra con limo

- Peso di volume naturale : $\gamma = 2060 \text{ kg/mc}$
- Peso di volume saturo: $\gamma = 2130 \text{ kg/mc}$
- Coesione : $C = 0,20 \text{ kg/cm}^2$
- Angolo di attrito interno: $\phi = 22,00^\circ$
- Capacità' portante ammissibile $\sigma = 2,26 \text{ kg/cm}^2$

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE TERRENO

Caratteristiche geotecniche del terreno di appoggio

Angolo di attrito	ϕ	22,00	gradi
Peso specifico del terreno	γ	2060,00	Kg/mc
Coesione	C	0,20	Kg/cm ²

Caratteristiche geometriche

Larghezza del tombino	B	1200,00	cm.
-----------------------	---	---------	-----

Lunghezza del tombino	L	600,00	cm.
Profondità della fondazione	D	200,00	cm.

Calcolo della capacità portante:

Le caratteristiche che si considerano per la determinazione della capacità portante sono:

- caratteristiche del terreno, cioè i parametri che definiscono la sua resistenza espressi con il valore della coesione, dell'angolo di attrito e del peso specifico così come sopra individuati;
- caratteristiche della fondazione, riferite alla sua forma e alle sue dimensioni con particolare riferimento alla profondità rispetto al piano di campagna e alla larghezza della base di appoggio.

Per la determinazione della capacità portante limite viene impiegata la formula di Terzaghi, di seguito riportata:

$$Ql = (1 + 0,20 \cdot B/L) \cdot c \cdot Nc + g \cdot P \cdot Nq + (1 - 0,20 \cdot B/L) \cdot g \cdot B \cdot Ng/2$$

Ove:

(g) e' il peso specifico del terreno,

(P) e' la profondità della fondazione,

(B) e' la larghezza della fondazione,

(Nc Nq Ng) fattori della capacità portante dipendenti dall'angolo di attrito.

Nella formula della capacità portante il primo termine esprime la resistenza per coesione e nel caso in questione viene trascurato dato il basso valore di coesione. Il secondo termine esprime la resistenza per il sovraccarico laterale ed e' legato all'approfondimento nel terreno. Il terzo termine esprime la resistenza offerta per attrito.

Determinata la capacità portante limite, quella ammissibile verrà ottenuta dividendo la prima per un coefficiente di sicurezza pari a 3. Per i tre fattori della capacità portante, in base al valore dell'angolo di attrito, vengono assunti i seguenti valori:

Nc=	$(Nq-1) \cdot \tan(90-\phi)$	16,88
Nq=	$\text{EXP}(\pi \cdot \tan \phi) \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$	7,82
Ng=	$2 \cdot (1 + Nq) \cdot \tan \phi \cdot \tan(\pi/4 + \phi/5)$	8,32

Nel caso in questione si ha:

Capacità portante limite

$$Cpl = Nc \cdot c + Nq \cdot \gamma_t \cdot Hc + Ng \cdot \gamma_t \cdot Lf$$

6,78 Kg/cm²

Capacità portante ammissibile

$$\sigma_a = Cpl/3$$

2,26 Kg/cm²