

COMUNE DI SALUGGIA
PROVINCIA DI VERCELLI
REGIONE PIEMONTE



"Realizzazione Pista Ciclabile S.P.3 -Capoluogo/Frazione S. Antonino".

PROGETTO ESECUTIVO



**A.3)a RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO
RELAZIONE GEOTECNICA**

RESPONSABILE U.T.C.
Geom. Ombretta Perolio

PROGETTISTA
Studio Tecnico Associato Sado
Dott. Arch. Antonello Sado
Dott. Ing. Angelo Sado

DATA: Luglio 2021

1 – DESCRIZIONE OPERE IN PROGETTO

- *Ubicazione intervento:*
Comune di Saluggia – Pista Ciclabile a fianco S.P. 3 tra Capoluogo e Frazione S. Antonino
- *Committente:*
Comune di Saluggia – Piazza del Municipio n°15
- *Natura dell'opera:*
Interventi per la realizzazione di pista ciclabile a fianco della S.P, 3 dal Capoluogo alla Frazione S. Antonino con realizzazione quali opere strutturali di ponticciolo di attraversamento Naviletto e muretti controterra a fianco canali irrigui esistenti
- *Altezza fuori terra:*
Altezza massima dei muri contro-terra, circa 130 cm dall'estradosso della fondazione
- *Tipo di intervento:*
Intervento di **“nuova costruzione”** di ponticciolo su Naviletto in struttura metallica e muri controterra con tipologia strutturale a pareti in c.a..

2 – NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli vengono eseguiti in accordo della vigente Normativa tecnica ed in particolare:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018 - “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” , pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 20.02.2018 n. 42, supplemento ordinario n. 8
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 35, supplemento ordinario n. 5
- Decreto della Giunta Regionale Regione Piemonte n°4-3084 del 12 dicembre 2011 entrato in vigore il 01 Gennaio 2012 che istituisce l'obbligo di verifica sismica su tutto il territorio della Regione Piemonte
- Decreto della Giunta Regionale Regione Piemonte n°65-7659 del 21 Maggio 2014 entrato in vigore il 01 Ottobre 2014 “Individuazione dell'Ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n°380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e di controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. 12 dicembre 2011 n°4-3084” che istituisce l'obbligo di autorizzazione preventiva per tutti gli interventi strutturali sugli edifici strategici e Asili Nido e Scuole di ogni ordine e grado.

- Deliberazione della Giunta Regionale Regione Piemonte n°6-887 del 30 Dicembre 2019 “O.P.C.M. 3519/2006. Presa d’atto e approvazione dell’aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui al D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656”.

3 - ANALISI DEI CARICHI

Per l’analisi dei carichi agenti sulle strutture ci si riferisce al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”, di cui si riporta un estratto:

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d’uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d’accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d’uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

	Ambienti ad uso commerciale			
D	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
E	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
	Coperture			
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Calcolo pesi propri e carichi permanenti non strutturali

Peso elementi in cemento armato:

$$\gamma_{C.A.} = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso elementi in cemento non armato:

$$\gamma_{cls} = 22.00 \text{ kN/m}^3$$

Peso elementi in struttura metallica:

$$\gamma_{acc} = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

Peso elementi in struttura lignea:

$$\gamma_{legno} = 6.00 \text{ kN/m}^3$$

- Spinta del terreno

Spinta del terreno valutabile con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a + q \cdot h \cdot K_a$$

in cui:

γ : peso specifico del terreno

h : altezza riferita al piano di campagna

K_a : coefficiente di spinta attiva (valutabile con la teoria di Coulomb)

q : carico verticale uniformemente distribuito a piano campagna

Si assume il coefficiente di spinta attiva (per i muri controterra) in quanto si può considerare che si abbia la mobilitazione della stessa, visti anche i bassi spostamenti in sommità del muro richiesti per la mobilitazione (dell'ordine dello 0.1÷0.2 % della sua altezza). Per la scelta dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' da usare nel calcolo di K_a , è lecito introdurre il valore di picco (Lambe e Whitman, 1969).

- Spinta idrostatica dell'eventuale acqua presente a tergo del muro valutabile con la seguente espressione:

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_w^2$$

in cui:

γ_w : peso specifico dell'acqua (10 kN/m³)

h_w : altezza dell'acqua a tergo del muro

- Caratteristiche del terreno a tergo muro controterra:

Il terreno a tergo del muro controterra considerato uniforme presenta le seguenti caratteristiche (Terreno incoerente di riporto):

- Peso di volume: 20.0 kN/m³

- Angolo di resistenza al taglio (ϕ): l'angolo di resistenza al taglio espresso in termini di sforzi efficaci ϕ' dipende dalle caratteristiche mineralogiche, petrografiche e granulometriche del materiale

Angolo di resistenza al taglio di picco (ϕ'): 35°

- coefficiente di spinta attiva valutata con la formula di Muller-Breslau (1924):

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

in cui:

β : angolo di inclinazione rispetto alla verticale del paramento interno (0°)

δ : attrito muro-terreno ($\frac{2}{3} \cdot \phi$)

i : inclinazione terrapieno a monte rispetto all'orizzontale

Nel caso di impossibilità di mobilitazione della spinta attiva (muro contrastato in sommità) sarà necessario determinare la spinta del terreno sui manufatti di sostegno utilizzando il coefficiente di spinta a riposo determinato con la semplificazione dell'espressione di Jaky (1944), ovvero:

$$K_o = 1 - \tan \phi'$$

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):
 - Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno
 - Scorrimento sul piano di posa
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno
 - Ribaltamento
- SLU di tipo strutturale (STR):
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, Combinazione 2:

$$A2 + M2 + R2$$

Con:

Coefficiente parziale per le Azioni: A2

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Coefficiente parziale per le Resistenze: M2

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficiente parziale per le verifiche agli S.L.U. di fondazioni superficiali: R2

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Le rimanenti verifiche verranno realizzate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Approccio 2: A1 + M1 + R3

La verifica al ribaltamento va effettuata allo stato limite di equilibrio (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni e adoperando coefficienti parziali di gruppo (M2) per il calcolo delle spinte

Con:

Coefficiente parziale per le Azioni:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Coefficiente parziale per le Resistenze:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Coefficiente parziale per le verifiche agli S.L.U. di fondazioni superficiali:

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Per tener conto dell'incremento della spinta per l'azione sismica si farà riferimento ad un'analisi pseudo statica, in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche a stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm k_h \cdot 0.5$$

In cui:

a_{\max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g : accelerazione di gravità

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

Dove :

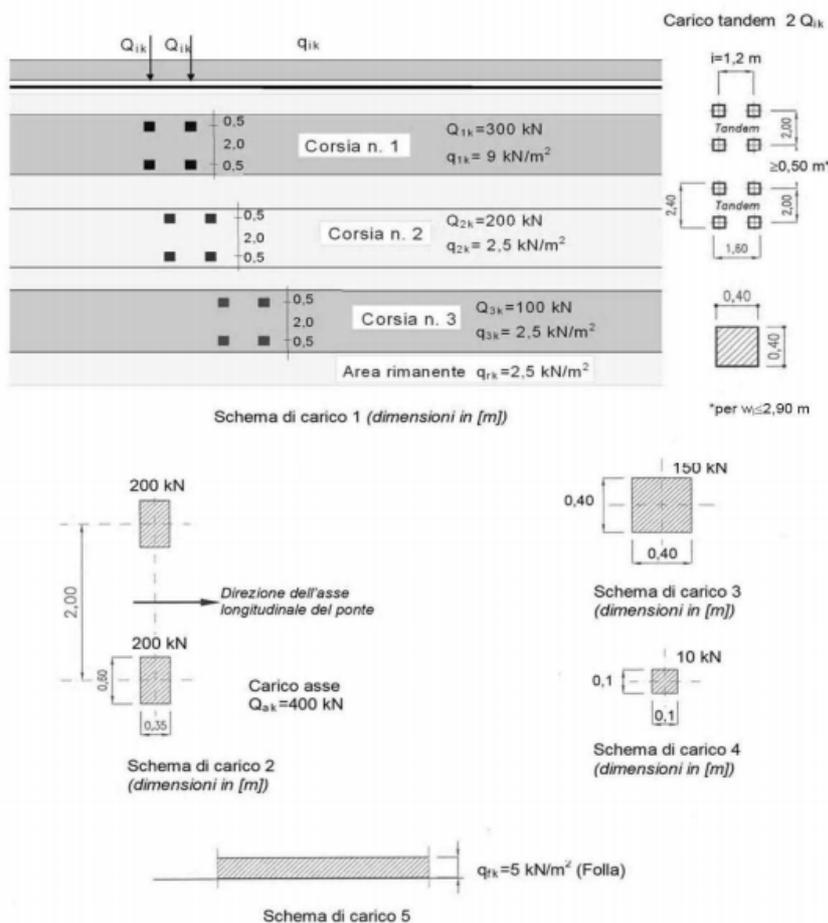
S : coefficiente che comprende l'effetto della amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T)

a_g : accelerazione orizzontale massima attesa sul sito di riferimento rigido

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Per l'analisi dei carichi agenti sulle strutture viarie ci si riferisce al D.M. Infrastrutture 19 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", capitolo 5.



Per i ponti pedonali si considera il carico associato allo schema "5" applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

C5.1.8 PONTI PEDONALI

Per i ponti pedonali si deve considerare lo schema di carico 4, folla compatta, applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di 5,0 kN/m². Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$2,50 \text{ kN/m}^2 \leq q_{t,r} = 2,0 + \frac{120}{L + 30} \leq 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad [\text{C5.1.9}]$$

dove L è la lunghezza della stesa di carico in m.

Qualora, per operazioni di manutenzione o di soccorso, sia necessario considerare la presenza di un veicolo sul ponte si può considerare lo schema di carico di Figura C5.1.2, costituito da due assi di peso $Q_{sv1}=40 \text{ kN}$ e $Q_{sv2}=80 \text{ kN}$, comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di 1,3 m ed interasse 3,0 m. L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato 20 cm. A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.

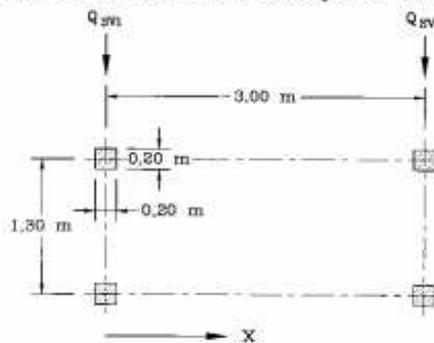


Figura C5.1.2 -Veicolo di servizio per ponti di 3ª categoria

CALCOLO AZIONE DELLA NEVE

3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_1 \cdot C_E \cdot C_T \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_1 è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_T è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

3.4.2. VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.

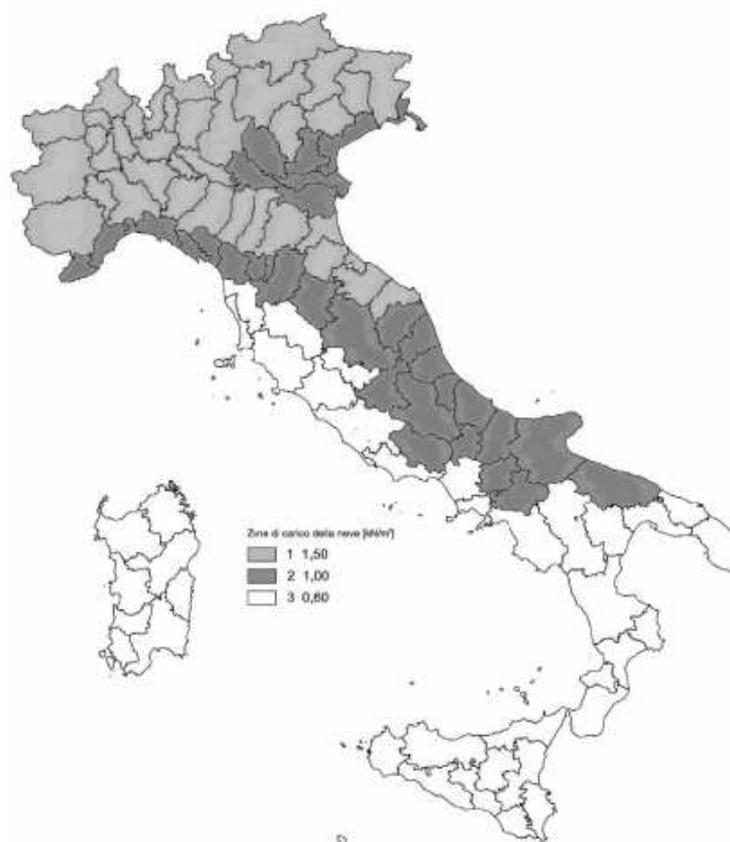


Fig. 3.4.1 – Zone di carico della neve

Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.3]$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si deve fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione può essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà $T_R \geq 5$ anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà $T_R \geq 10$ anni.

3.4.3. COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

3.4.3.1 GENERALITÀ

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_1 delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal progettista si deve fare riferimento a normative o documenti di comprovata validità.

3.4.3.2 COPERTURA AD UNA FALDA

Nel caso delle coperture ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata in Fig. 3.4.2.

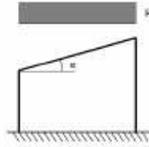


Fig. 3.4.2 - Condizioni di carico per coperture ad una falda

3.4.3.3 COPERTURA A DUE FALDE

Nel caso delle coperture a due falde, si devono considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate *Caso I*, *Caso II* e *Caso III* in Fig. 3.4.3.

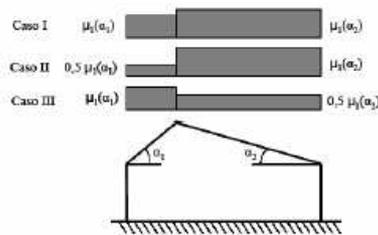


Fig. 3.4.3 - Condizioni di carico per coperture a due falde

3.4.4. COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Tab. 3.4.I - Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

3.4.5. COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

Da cui:

- quota sul livello del mare di Saluggia, 190 m s.l.m.

Zona: I - Alpina

$$q_{sk} = 1.39 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

coefficiente di forma (inclinazione copertura inferiore a 30°): $\mu_1=0.80$

carico neve sulla copertura, agente in direzione verticale e riferito alla proiezione orizzontale della superficie: 1.20 kN/m²

3.1 – PARAMETRI SISMICI

- *Vita Nominale dell'opera:*

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Non sono da considerarsi temporanee le costruzioni o parti di esse che possono essere smantellate con l'intento di essere riutilizzate. Per un'opera di nuova realizzazione la cui fase di costruzione sia prevista in sede di progetto di durata pari a P_N , la vita nominale relativa a tale fase di costruzione, ai fini della valutazione delle azioni sismiche, dovrà essere assunta non inferiore a P_N e comunque non inferiore a 5 anni.

Le verifiche sismiche di opere di tipo 1 o in fase di costruzione possono omettersi quando il progetto preveda che tale condizione permanga per meno di 2 anni.

Per gli interventi per la pista ciclabile si assume $V_R=50$ anni

- *Classe d'uso:*

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 I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

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.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per la pista ciclabile si assume:

Classe d'uso : Classe II

- *Periodo di Riferimento dell'azione sismica:*

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Per le costruzioni a servizio di attività a rischio di incidente rilevante si adotteranno valori di C_U anche superiori a 2, in relazione alle conseguenze sull'ambiente e sulla pubblica incolumità determinate dal raggiungimento degli stati limite.

- *Categoria del sottosuolo:*

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Nel caso in esame si assume in funzione delle caratteristiche del terreno di fondazione:

C

- **Categoria topografica:**

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Nel caso in esame, trattandosi di superficie pressoché pianeggiante: T1

- *Amplificazione topografica:*

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume valore unitario.

$$S_T = 1.0$$

Nel caso in esame, trattandosi di terreno su superficie pressoché pianeggiante:

- *Zona Sismica del Sito:*

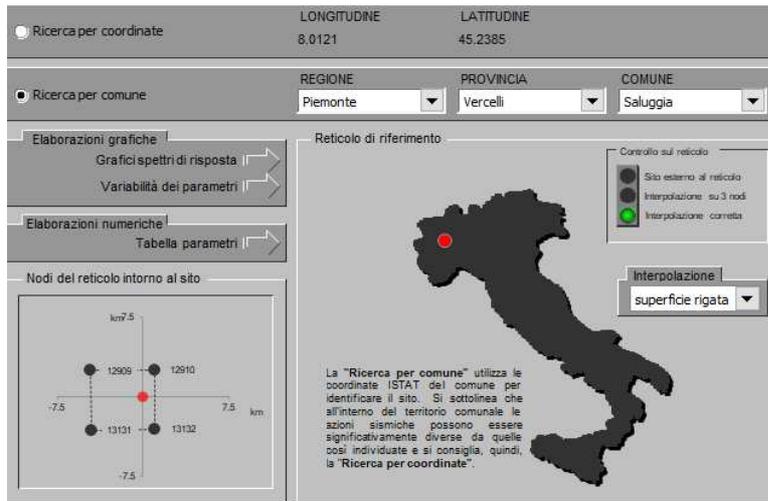
In base alla Deliberazione della Giunta Regionale 30 Dicembre 2019 n°6-887 "OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n. 65-7656" il comune di Saluggia è stato inserito nei comuni di classe di Sismicità zona 4.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Coordinate del sito:

Le coordinate del Comune di Saluggia, sono individuabili nell'immagine seguente:



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0.017	2.611	0.162
50	0.020	2.587	0.170
72	0.023	2.556	0.198
101	0.026	2.636	0.208
140	0.029	2.637	0.223
201	0.032	2.638	0.237
475	0.039	2.653	0.264
975	0.047	2.665	0.280
2475	0.056	2.709	0.293

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.039 g
F_o	2.653
T_C^*	0.264 s
S_S	1.500
C_C	1.630
S_T	1.000
q	2.400

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.059
0.143	0.065
0.430	0.065
0.493	0.057
0.557	0.050
0.620	0.045
0.683	0.041
0.746	0.038
0.809	0.035
0.873	0.032
0.936	0.030
0.999	0.028
1.062	0.026
1.125	0.025
1.189	0.024
1.252	0.022
1.315	0.021
1.378	0.020
1.441	0.019
1.505	0.019
1.568	0.018
1.631	0.017
1.694	0.017
1.757	0.016
1.864	0.014
1.971	0.013
2.078	0.011
2.185	0.010
2.291	0.009
2.398	0.009
2.505	0.008
2.612	0.008
2.719	0.008
2.825	0.008
2.932	0.008
3.039	0.008
3.146	0.008
3.252	0.008
3.359	0.008
3.466	0.008
3.573	0.008
3.680	0.008
3.786	0.008
3.893	0.008
4.000	0.008

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.017	2.611	0.162
SLD	50	0.020	2.586	0.171
SLV	475	0.039	2.653	0.264
SLC	975	0.047	2.665	0.280

Parametri dipendenti

S	1.500
η	0.417
T_B	0.143 s
T_C	0.430 s
T_D	1.757 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

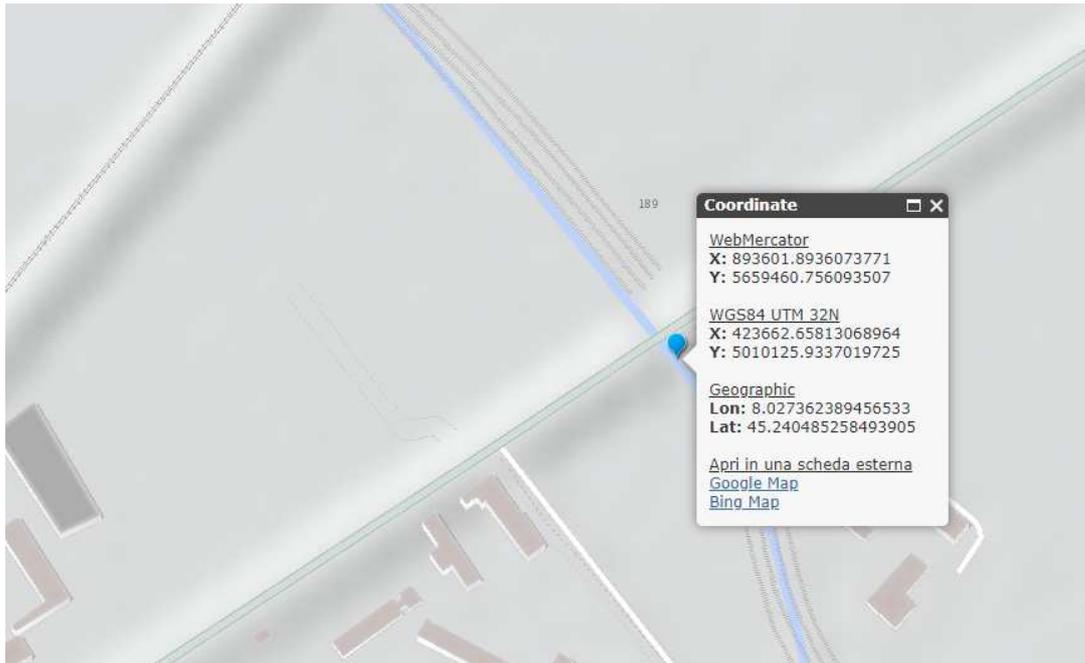
$$0 \leq T < T_B \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_s(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_p(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_s(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)



La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni deve rispettare la seguente relazione:

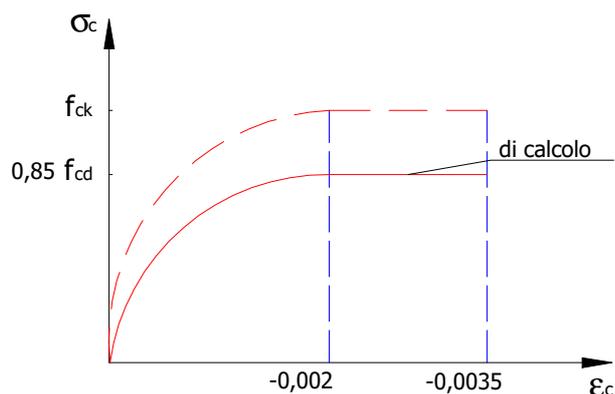
$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

4 – CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in cemento armato in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

Calcestruzzo tipo C25/30 (Resistenza caratteristica cubica $R_{ck} = 30.0 \text{ N/mm}^2$) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata tipo Acciaio B450C (Resistenza caratteristica $F_{yk} = 450.0 \text{ N/mm}^2$);

Per il calcestruzzo:

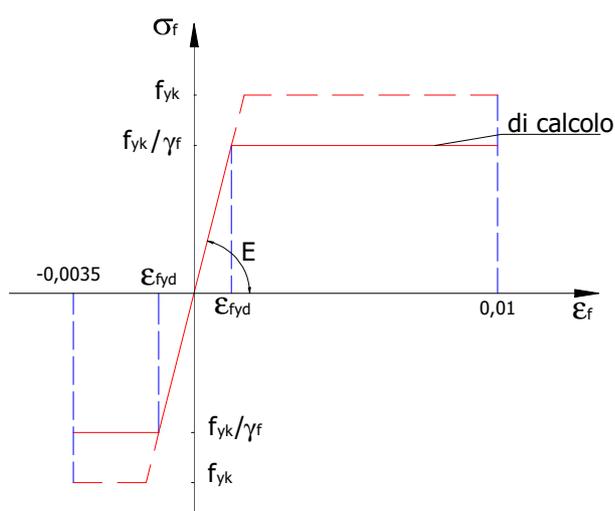


La resistenza di calcolo f_{cd} è data da

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot (0.83 \cdot R_{ck})}{\gamma_c}$$

(0.83 è il fattore di trasformazione da resistenza cubica a cilindrica). La resistenza cilindrica viene ridotta ulteriormente di un fattore 0.85 per tenere conto delle modalità di applicazione del carico.

Per l'acciaio:



La resistenza di calcolo è data da f_{yk} / γ_s . Il coefficiente di sicurezza γ_s si assume pari a 1.15.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

Per i getti in cemento armato si utilizzeranno materiali con le seguenti caratteristiche:

- Per le strutture in calcestruzzo:

- Cemento tipo CEM I-42.5
- Calcestruzzo a prestazione:
 - Classe del Calcestruzzo: C25/30
 - resistenza caratteristica a compressione a 28 giorni su cubi preparati e confezionati secondo Normativa:
 $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
 - classe di consistenza: S4
 - classe di esposizione: XC1-XF2

- Acciaio tipo:

B450C

- Acciaio da carpenteria tipo:

S275JR

Si rilevano le seguenti tensioni caratteristiche:

- Calcestruzzo con classe di resistenza C25/30:

- resistenza caratteristica cilindrica:

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

- resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$$

- resistenza di calcolo cilindrica:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 14.2 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo elastico:

$$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3} = 31475 \text{ [N/mm}^2 \text{]}$$

- Acciaio tipo B450C:

- tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

- tensione caratteristica a rottura:

$$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

- resistenza di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

- Acciaio strutturale tipo S275JR (UNI EN 10025-2):

- Modulo elastico:

$$E = 210.000 \text{ N} / \text{mm}^2$$

- Modulo di elasticità trasversale:

$$G = E / [2(1 + \nu)] \text{ N} / \text{mm}^2$$

- Coefficiente di Poisson:

$$\nu = 0.3$$

- Coefficiente di espansione termica lineare (per temp. fino a 100 °C):

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$$

- Densità:

$$\rho = 7850 \text{ kg} / \text{m}^3$$

Con t = spessore nominale dell'elemento, risulta:

$t \leq 40\text{mm}$

- tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

- tensione caratteristica a rottura:

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

$40\text{mm} \leq t \leq 80\text{mm}$

- tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 255 \text{ N/mm}^2$$

- tensione caratteristica a rottura:

$$f_{tk} = 410 \text{ N/mm}^2$$

5 – CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

- *Classe di Duttilità:*

Nei calcoli di verifica si assume una classe di Duttilità dell'edificio bassa:

Classe di duttilità: CD "B"

- *Regolarità in pianta ed in alzato:*

Per quanto riguarda gli edifici, una costruzione è *regolare in pianta* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- a) la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento;
- b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4;
- c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione.

La struttura risulta regolare in pianta

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio;
- e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- f) il rapporto tra la capacità e la domanda allo *SLV* non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;
- g) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengono in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

La struttura risulta regolare in alzato

- *Analisi lineare o non lineare:*

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo sia dissipativo (§ 7.2.2). In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto (§ 3.2.3.4 e § 3.2.3.5) ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.

Valori del fattore di comportamento q

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo (§ 7.2.2), il valore del fattore di comportamento q , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad [7.3.1]$$

dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al § 7.9.2.1 e del rapporto α_w/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 α_w/α_1	3,0 α_w/α_1
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	4,0 α_w/α_1	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 α_w/α_1	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 α_w/α_1	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 α_w/α_1	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Strutture cosiddette miste, con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria		1,75 α_d/α_1
Costruzioni di muratura armata		2,5 α_d/α_1
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità		3,0 α_d/α_1
Costruzioni di muratura confinata		2,0 α_d/α_1
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità		3,0 α_d/α_1
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Per le costruzioni *regolari in pianta*, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto α_d/α_1 , possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.

Per le costruzioni *non regolari in pianta*, si possono adottare valori di α_d/α_1 pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.

Qualora nella costruzione siano presenti pareti di calcestruzzo armato, per prevenirne il collasso fragile, i valori di q_0 devono essere ridotti mediante il fattore k_w , con:

$$k_w = \begin{cases} 1,00 & \text{per strutture a telaio e miste equivalenti a telai} \\ 0,5 \leq (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1 & \text{per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili} \end{cases}$$

dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezza totale (dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1, fino alla sommità) e lunghezza delle pareti; nel caso in cui gli α_0 delle pareti non differiscano significativamente tra di loro, il valore di α_0 per l'insieme delle pareti può essere calcolato assumendo, come altezza, la somma delle altezze delle singole pareti, come lunghezza, la somma delle lunghezze.

Qualora la domanda in resistenza allo *SLV* risulti inferiore a quella allo *SLD*, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo *SLD* invece che allo *SLV*. In tal caso il fattore di comportamento allo *SLV* deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo *SLV* siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo *SLD*.

Il valore di q utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo *SLV*, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD "B" (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

Nelle verifiche è stata assunta una analisi lineare

6 – CALCOLI DI VERIFICA

- *Criteri di verifica agli Stati Limite Ultimi:*

In presenza di sisma si individuano due Stati Limite Ultimi:

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella Tab. 3.2.I.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

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

Trattandosi di opera appartenente alla classe d'uso II, si verifica lo SLV

- *Criteri di verifica agli Stati Limite di Esercizio:*

In presenza di sisma si individuano due Stati Limite di Esercizio:

Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

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

Trattandosi di opera appartenente alla classe d'uso II, si verifica lo SLD

- *Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite:*

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Le verifiche allo stato limite di prevenzione del collasso (SLC), a meno di specifiche indicazioni, si svolgono soltanto in termini di duttilità e solo qualora le verifiche in duttilità siano espressamente richieste (v.§7.3.6.1)

I calcoli di verifica degli elementi strutturali saranno effettuati in accordo all'attuale normativa indicata in premessa.

Le sollecitazioni di progetto degli elementi strutturali sono state ricavate mediante le seguenti formule:

allo SLU è stata adottata la seguente formula di combinazione:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k è il valore caratteristico della forza di precompressione;

Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

Q_{ik} sono i valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti;

γ_g è uguale a 1,3 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

γ_p è uguale a 0,9 (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

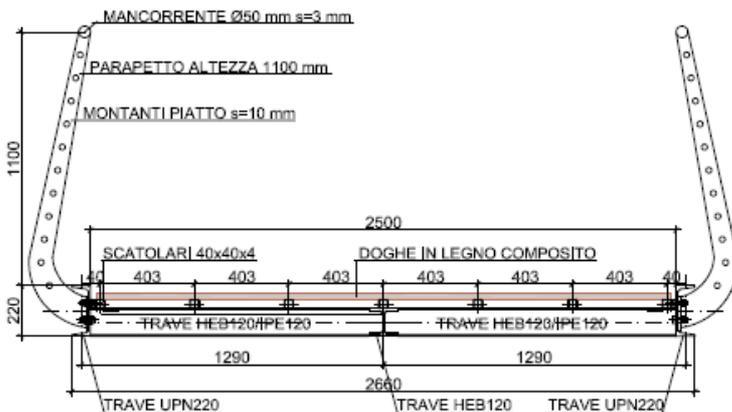
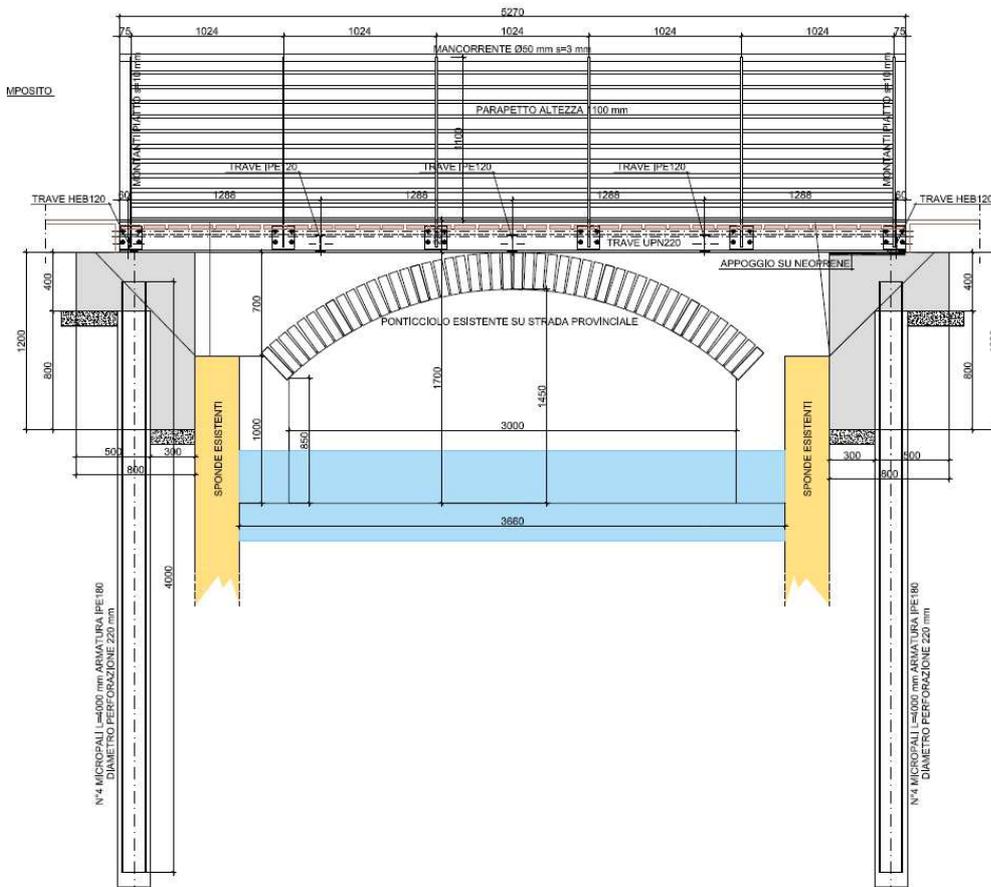
γ_q è uguale a 1,5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza).

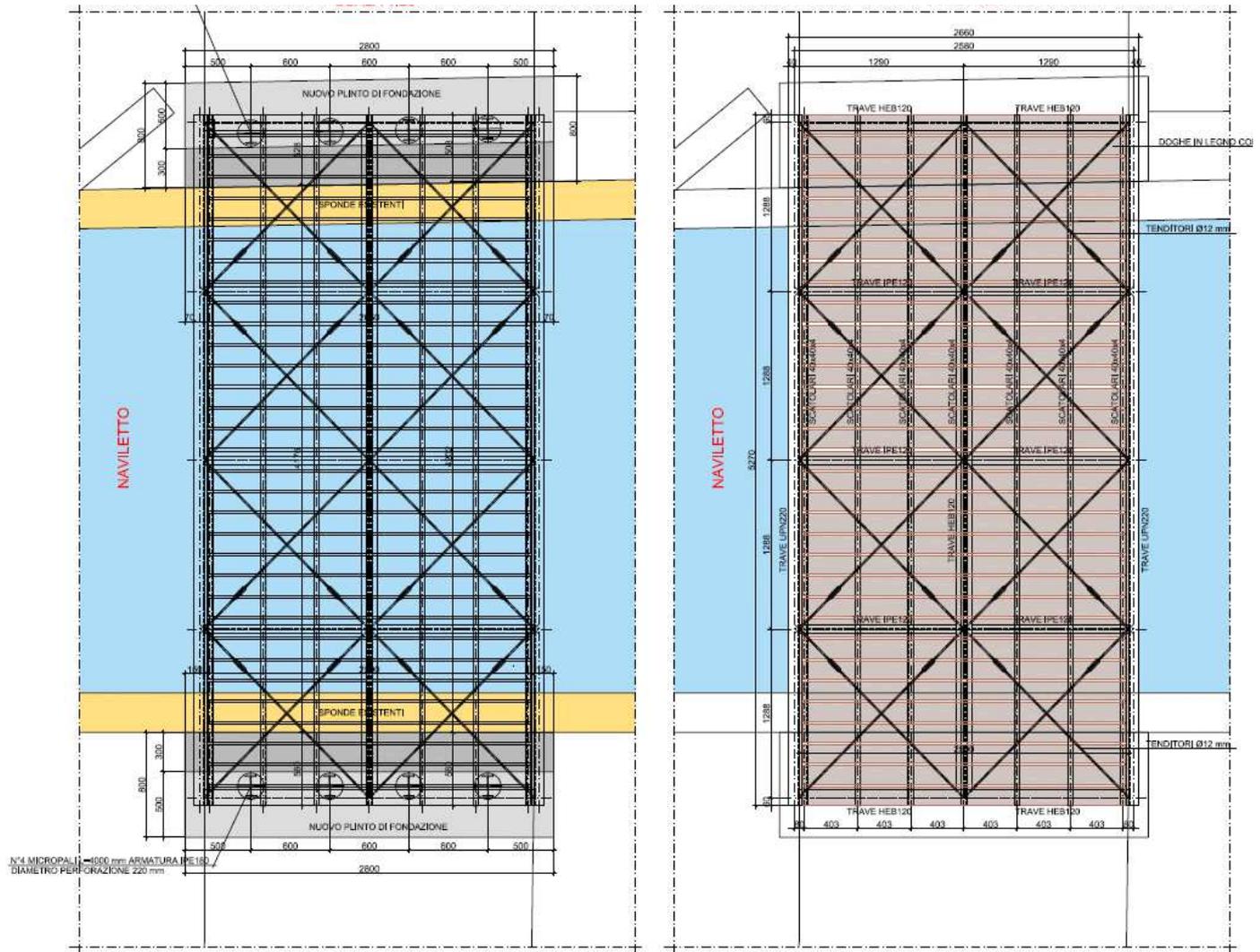
7 – RISULTATI DELL'ANALISI

Nell'ambito dei lavori di realizzazione di pista Ciclabile S.P. 3 – Capoluogo/Frazione S. Antonino nel comune id Saluggia, sono previste opere d'arte di attraversamento del canale "Naviletto", di contenimento terra in adiacenza ai fossati esistenti e solettine in cemento armato per scavalcamento fossati.

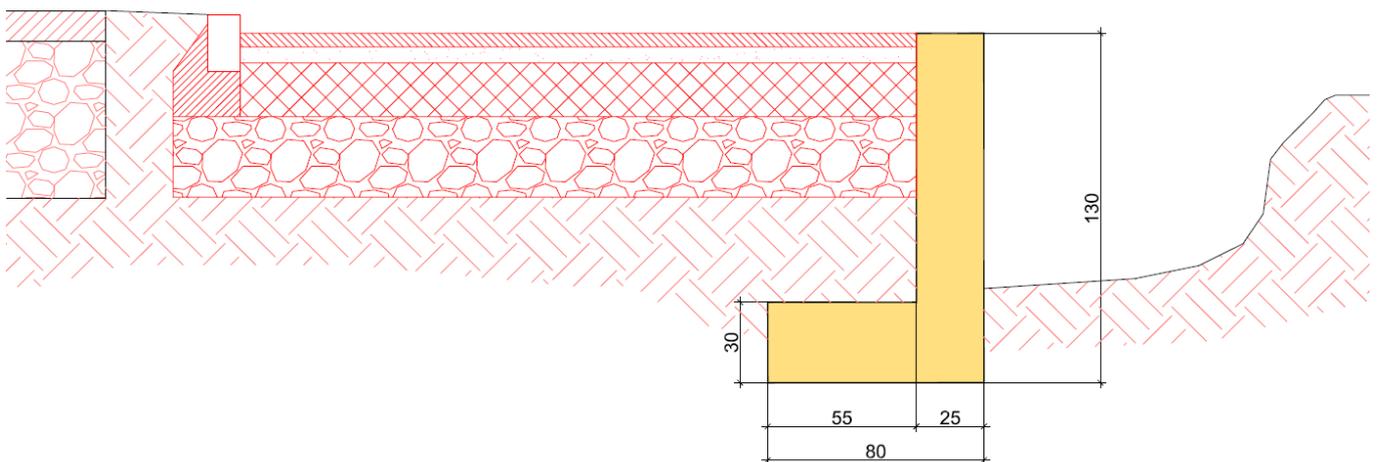
Si riportano nel seguito schemi delle strutture e manufatti previsti.

Ponticciolo in struttura metallica su Canale "Naviletto"



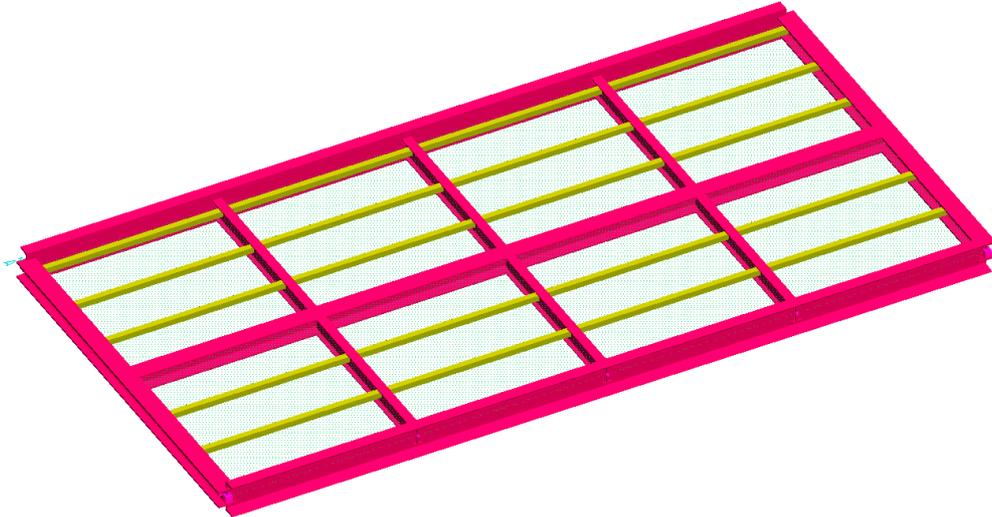


Muro di contenimento tipo a fianco fossati esistenti:

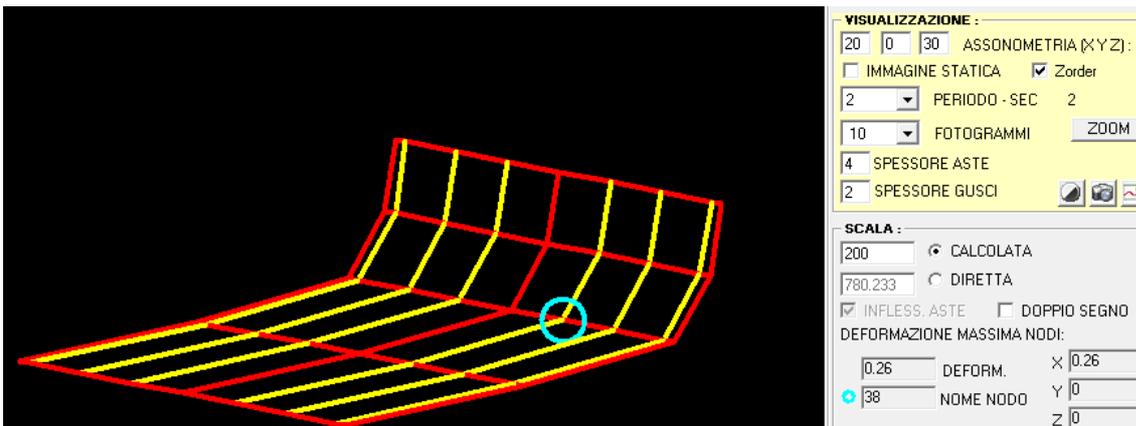


Nel seguito si riporta lo schema grafico della struttura tridimensionale verificata agli elementi finiti, prendendo in analisi i risultati caratteristici ottenuti:

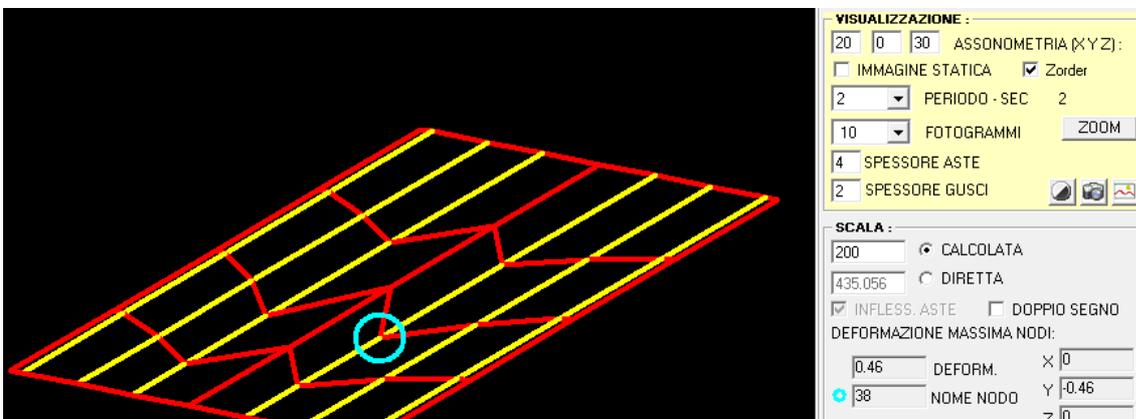
- Modello tridimensionale di insieme della struttura a telaio in acciaio:



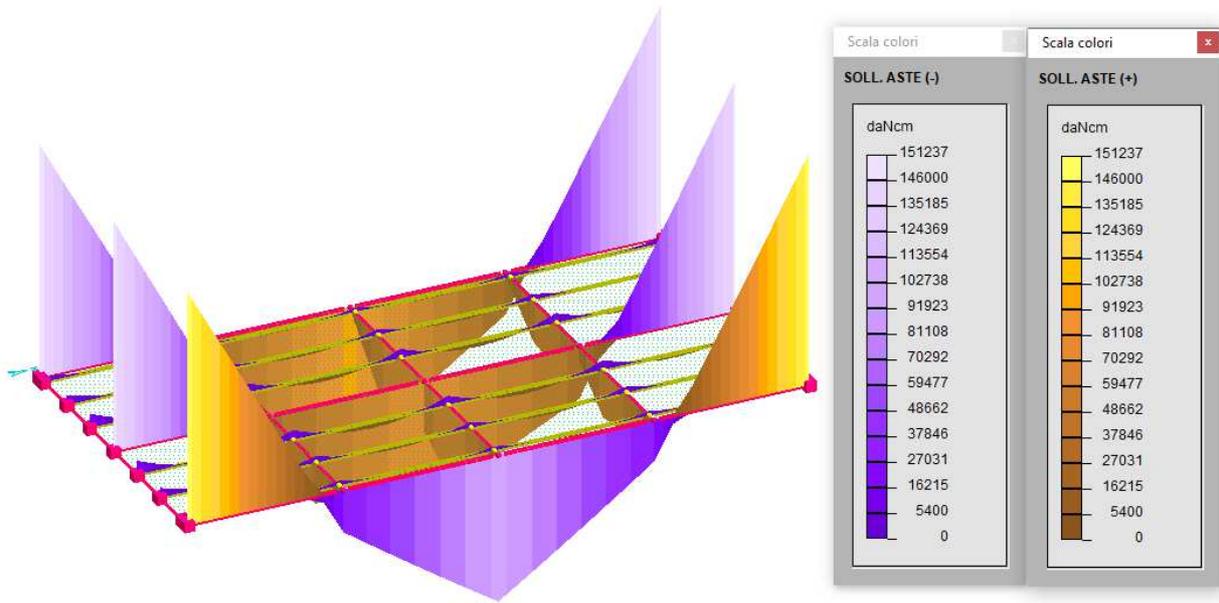
- Sollecitazione sismica (1° modo di vibrare):



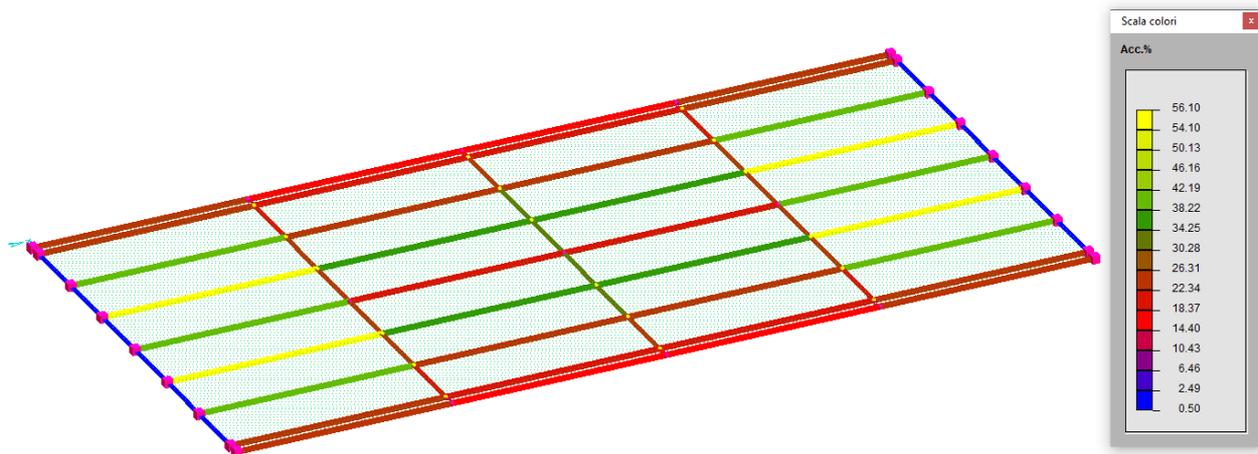
- Sollecitazione sismica (2° modo di vibrare):



- Momenti flettenti sollecitanti:



- Percentuale di utilizzo del materiale (acciaio):



TABULATO DI CALCOLO:

DATI ANALISI SISMICA:

ANALISI DINAMICA

lavoro : \SA_PON

PARAMETRI DI CALCOLO:

Modello generale
 Assi di vibrazione: X Y
 Combinazione quadratica completa (CQC)

DATI PROGETTO

Edificio sito in località Saluggia (long. 8.000 lat. 45.233300)

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica $s_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica $ST = 1.000$

$s = 1.500$

Vita nominale dell'opera VN = 50 anni
 Coefficiente d'uso CU = 1.0
 Periodo di riferimento VR = 50.0
 PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %
 Tempo di ritorno = 474
 Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :
 ag 0.397 [g/10]
 Fo 2.655
 TC* 0.264

Edificio con struttura in acciaio :
 Fattore di comportamento q = 4.000

q = q0 * KR dove :
 q0 = 4.00 1.75 * -1.0
 KR = 1.0 (Edifici regolari in altezza)

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 2.000

CONDIZIONI DI RIFERIMENTO	COEFFICIENTE	PESO RISULTANTE [daN]
1.	1.000	797.5
2.	1.000	398.6
3.	0.300	1993.0

*** TABELLA AUTOVETTORI ***

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE								
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7		
1	0.107678	93.313	0.000	0.000	0.014	0.005	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.048895	0.000	0.000	0.000	0.057	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
3	0.032760	6.684	0.000	0.000	0.005	0.005	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002
4	0.009581	0.000	0.000	0.000	0.999	0.161	0.160	0.036	0.035	0.034	0.030	0.029	0.016
5	0.009546	0.000	57.587	0.000	0.165	0.165	0.037	0.036	0.034	0.030	0.030	0.016	0.016
6	0.007634	0.000	0.000	0.000	1.000	0.114	0.110	0.104	0.083	0.082	0.033	0.033	0.027
7	0.007631	0.000	9.899	0.000	0.114	0.110	0.104	0.084	0.082	0.033	0.033	0.027	0.027
8	0.005790	0.000	0.000	0.000	0.997	0.980	0.793	0.774	0.139	0.139	0.095	0.094	0.052
9	0.005760	0.000	0.000	0.000	0.992	0.826	0.808	0.145	0.144	0.098	0.097	0.054	0.054
10	0.005707	0.000	0.000	0.000	0.881	0.864	0.154	0.154	0.104	0.102	0.056	0.056	
11	0.005501	0.000	0.000	0.000	0.999	0.205	0.205	0.132	0.130	0.067	0.067		
12	0.005485	0.000	0.000	0.000	0.210	0.210	0.135	0.132	0.068	0.068			
13	0.004523	0.000	0.000	0.000	1.000	0.745	0.727	0.254	0.253				
14	0.004522	0.000	0.000	0.000	0.747	0.729	0.254	0.254					
15	0.004266	0.000	0.000	0.000	0.999	0.441	0.440						
16	0.004255	0.000	1.240	0.000	0.452	0.452							
17	0.003812	0.000	0.000	0.000	1.000								
18	0.003812	0.000	23.177	0.000									
MASSA TOTALE		99.997	91.902	0.000									

DESCRIZIONE CASI DI CARICO:

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	SLU SENZA SISMA	S.L.U.	somma	1	1.300	+		
				2	1.500	+		
				3	1.500	+		
				4	1.500	+		
2	SISMAX SLU	nessuna	somma	5	1.000	quadr.		
				6	1.000	quadr.		
3	SISMAY SLU	nessuna	somma	7	1.000	quadr.		
				8	1.000	quadr.		
				9	1.000	quadr.		
4	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	2	1.000
				2	1.000	+	3	0.300

				3	0.300	+		
5	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	3	1.000
				2	1.000	+	2	0.300
				3	0.300	+		
6	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	2	2.000
				2	1.000	+	3	0.600
				3	0.300	+		
7	SLD con SISMAY PRINC	S.L.Danno	somma	1	1.000	+	3	2.000
				2	1.000	+	2	0.600
				3	0.300	+		
8	Rara	Rara	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.000	+		
				4	1.000	+		
9	Frequente	Freq.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.500	+		
				4	0.200	+		
10	Quasi Perm	QuasiPerm.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	0.300	+		

VERIFICA ASTE IN ACCIAIO:

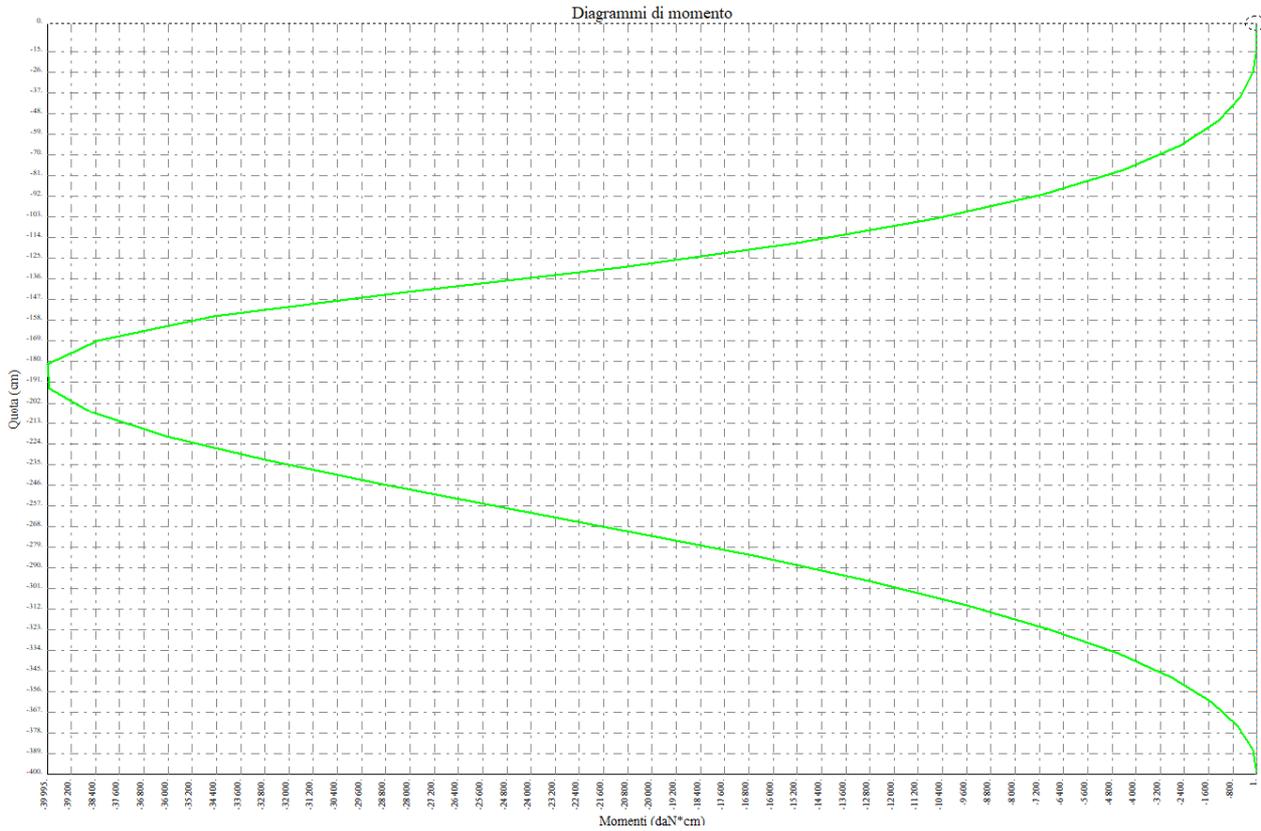
VERIFICA ASTE IN ACCIAIO
RIASSUNTO DELLE ASTE VERIFICATE CON L'ULTIMO CALCOLO EFFETTUATO

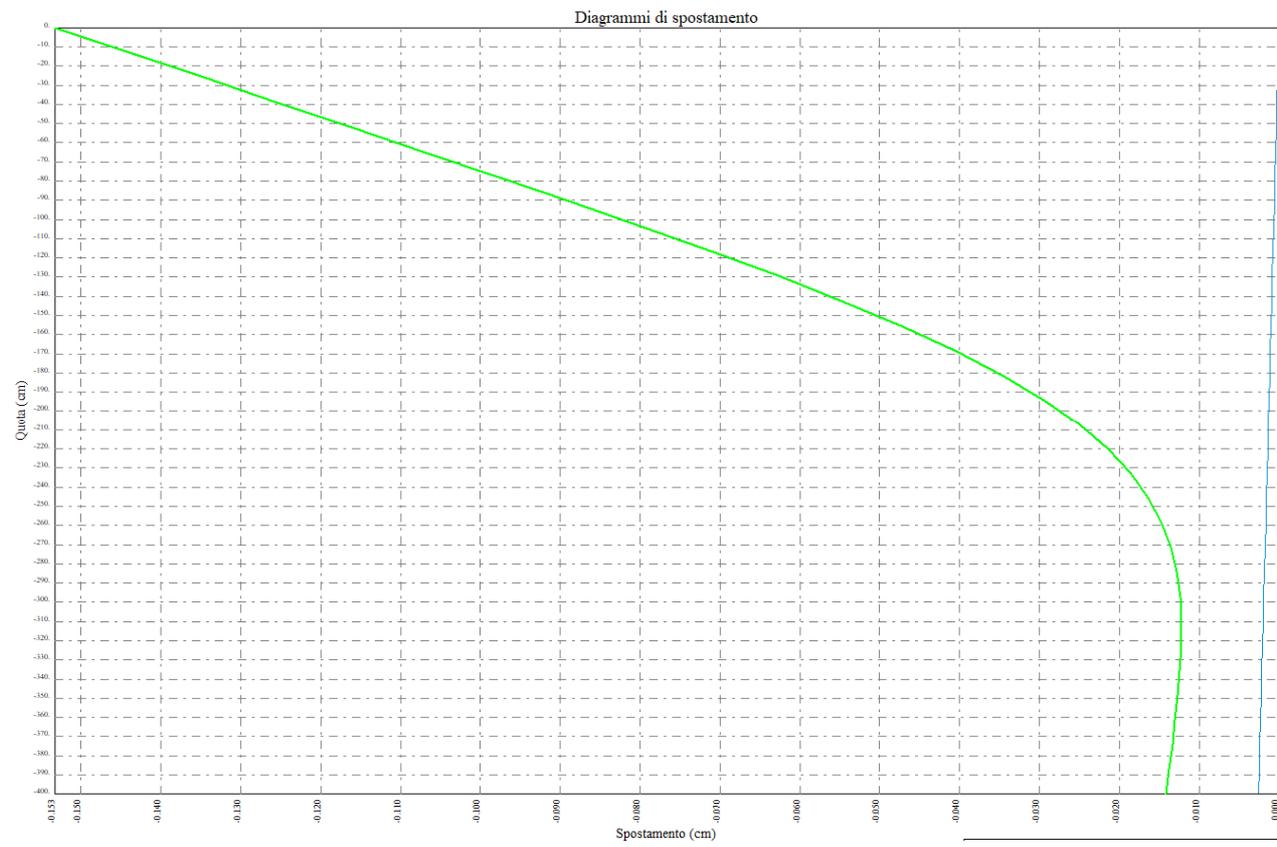
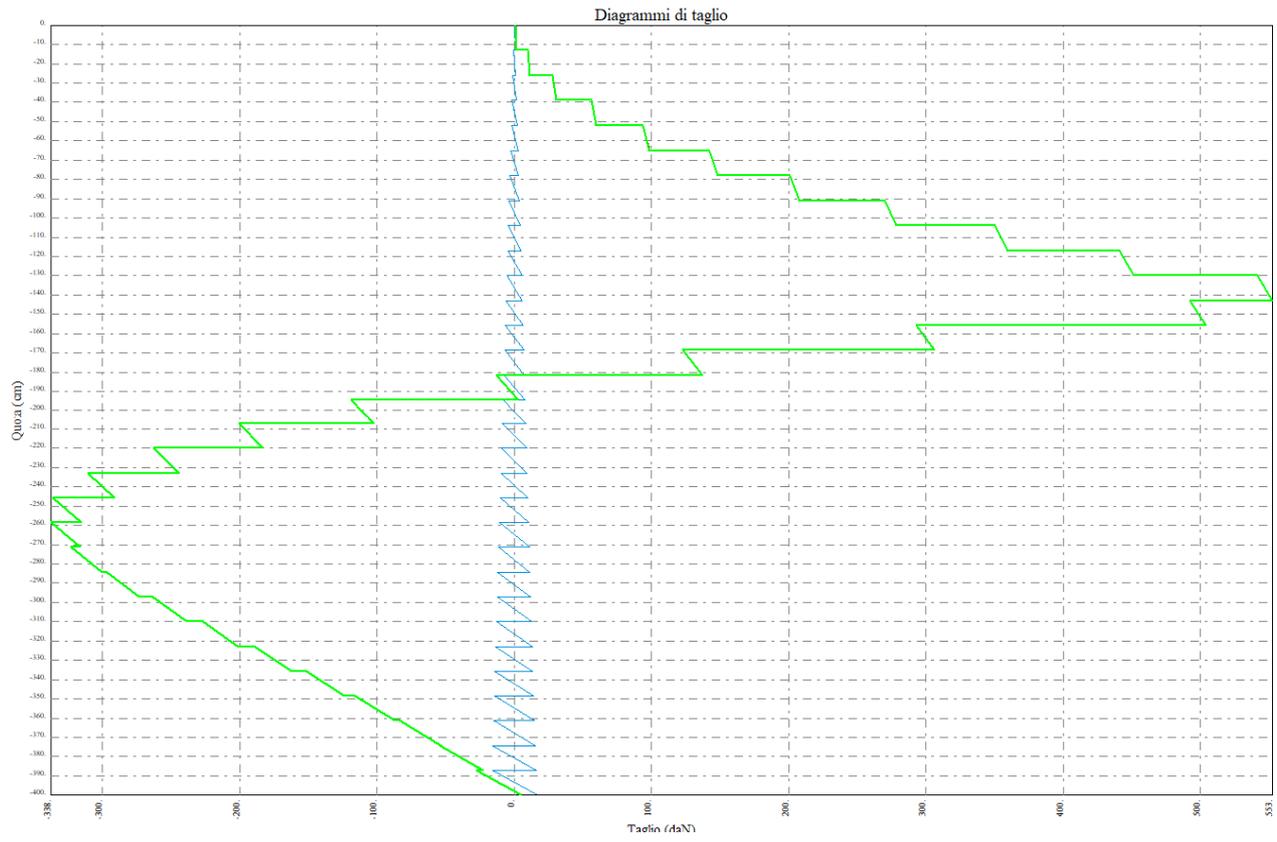
Rapporti di tensioni:

asta	sez	profilo	Tau %	Sx %	Si %	Ss %	Max %	
29	1	P_UPN220_S001	8	24	24	6	24	Si
30	1	P_UPN220_S001	4	15	15	4	15	Si
31	1	P_UPN220_S001	4	15	15	4	15	Si
32	1	P_UPN220_S001	8	24	24	6	24	Si
33	1	P_UPN220_S001	8	24	24	6	24	Si
34	1	P_UPN220_S001	4	15	15	4	15	Si
35	1	P_UPN220_S001	4	15	15	4	15	Si
36	1	P_UPN220_S001	8	24	24	6	24	Si
61	2	P_IPE120_S002	14	5	14	3	14	Si
62	2	P_IPE120_S002	9	20	20	5	20	Si
63	2	P_IPE120_S002	3	23	23	6	23	Si
64	2	P_IPE120_S002	7	23	23	7	23	Si
65	2	P_IPE120_S002	8	23	23	7	23	Si
66	2	P_IPE120_S002	3	23	23	6	23	Si
67	2	P_IPE120_S002	9	20	20	5	20	Si
68	2	P_IPE120_S002	14	5	14	3	14	Si
69	2	P_IPE120_S002	15	6	15	2	15	Si
70	2	P_IPE120_S002	11	26	26	5	26	Si
71	2	P_IPE120_S002	5	34	34	9	34	Si
72	2	P_IPE120_S002	5	34	34	9	34	Si
73	2	P_IPE120_S002	5	34	34	9	34	Si
74	2	P_IPE120_S002	5	34	34	9	34	Si
75	2	P_IPE120_S002	11	26	26	5	26	Si
76	2	P_IPE120_S002	15	6	15	2	15	Si
77	2	P_IPE120_S002	14	5	14	3	14	Si
78	2	P_IPE120_S002	9	20	20	5	20	Si
79	2	P_IPE120_S002	3	23	23	6	23	Si
80	2	P_IPE120_S002	8	23	23	7	23	Si
81	2	P_IPE120_S002	8	23	23	7	23	Si
82	2	P_IPE120_S002	3	23	23	6	23	Si
83	2	P_IPE120_S002	9	20	20	5	20	Si
84	2	P_IPE120_S002	14	5	14	3	14	Si
1	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
2	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
3	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
4	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
5	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
6	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
7	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
8	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
9	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
10	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
11	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
12	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
13	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
14	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
15	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
16	3	P_HEB120_S003	1	1	1	0	1	Si
17	3	P_HEB120_S003	15	40	40	9	40	Si
18	3	P_HEB120_S003	4	22	22	6	22	Si
19	3	P_HEB120_S003	4	22	22	6	22	Si
20	3	P_HEB120_S003	15	40	40	9	40	Si
37	4	CASSONE_S004	10	56	56	11	56	Si

38	4	CASSONE_S004	10	38	38	7	38	Si
39	4	CASSONE_S004	10	38	38	7	38	Si
40	4	CASSONE_S004	10	56	56	11	56	Si
41	4	CASSONE_S004	9	39	39	8	39	Si
42	4	CASSONE_S004	8	26	26	6	26	Si
43	4	CASSONE_S004	7	24	25	5	25	Si
44	4	CASSONE_S004	6	18	19	4	19	Si
45	4	CASSONE_S004	7	24	25	5	25	Si
46	4	CASSONE_S004	6	18	19	4	19	Si
47	4	CASSONE_S004	9	39	39	8	39	Si
48	4	CASSONE_S004	8	26	26	6	26	Si
49	4	CASSONE_S004	10	56	56	11	56	Si
50	4	CASSONE_S004	10	38	38	7	38	Si
51	4	CASSONE_S004	10	38	38	7	38	Si
52	4	CASSONE_S004	10	56	56	11	56	Si
53	4	CASSONE_S004	9	39	39	8	39	Si
54	4	CASSONE_S004	8	26	26	6	26	Si
55	4	CASSONE_S004	7	24	25	5	25	Si
56	4	CASSONE_S004	6	18	19	4	19	Si
57	4	CASSONE_S004	7	24	25	5	25	Si
58	4	CASSONE_S004	6	18	19	4	19	Si
59	4	CASSONE_S004	9	39	39	8	39	Si
60	4	CASSONE_S004	8	26	26	6	26	Si

RISULTATI PALI:





VERIFICHE DELLE SEZIONI

Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

STEP 1

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Tensioni - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (acciaio:2619.05)								
sig max = max tens. di compressione, sig max2 = max tens. di trazione, eps max = max defo. di compressio								
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	sig max [daN/cm2]	sig max2 [daN/cm2]	eps max [%]	eps max2 [%]	Verifica	
0	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	
-13	-1.5	-42.8	-1.8	-1.8	0	0	Soddisfatta	
-26	-2.9	-85.9	-3.6	-3.6	0	0	Soddisfatta	
-39	-4.1	-129.2	-5.4	-5.4	0	0	Soddisfatta	
-52	-5.1	-172.8	-7.2	-7.2	0	0	Soddisfatta	
-65	-6	-216.7	-9.1	-9	0	0	Soddisfatta	
-78	-6.9	-260.8	-10.9	-10.8	0	0	Soddisfatta	
-91	-7.8	-305.2	-12.8	-12.7	0	0	Soddisfatta	
-104	-8.6	-349.9	-14.6	-14.5	0	0	Soddisfatta	
-117	-9.4	-394.8	-16.5	-16.4	0	0	Soddisfatta	
-130	-10.1	-440	-18.4	-18.3	0	0	Soddisfatta	
-142.9	-10.8	-484.9	-20.3	-20.1	0	0	Soddisfatta	
-155.7	-11.5	-530.1	-22.2	-22	0	0	Soddisfatta	
-168.6	-12.1	-575.6	-24.1	-23.9	0	0	Soddisfatta	
-181.4	-12.7	-621.3	-26	-25.8	0	0	Soddisfatta	
-194.3	-13.2	-667.3	-27.9	-27.7	0	0	Soddisfatta	
-207.1	-13.5	-713.6	-29.8	-29.7	0	0	Soddisfatta	
-220	-13.7	-760.1	-31.8	-31.6	0	0	Soddisfatta	
-232.9	-13.7	-806.9	-33.7	-33.5	0	0	Soddisfatta	
-245.7	-13.5	-853.9	-35.7	-35.5	0	0	Soddisfatta	
-258.6	-13	-901.2	-37.7	-37.5	0	0	Soddisfatta	
-271.4	-12.2	-948.7	-39.6	-39.5	0	0	Soddisfatta	
-284.3	-11.2	-996.5	-41.6	-41.5	0	0	Soddisfatta	
-297.1	-9.9	-1044.6	-43.6	-43.5	0	0	Soddisfatta	
-310	-8.2	-1092.9	-45.6	-45.5	0	0	Soddisfatta	
-322.9	-6.4	-1141.5	-47.6	-47.5	0	0	Soddisfatta	
-335.7	-4.5	-1190.3	-49.6	-49.6	0	0	Soddisfatta	
-348.6	-2.6	-1239.4	-51.7	-51.6	0	0	Soddisfatta	
-361.4	-0.9	-1288.8	-53.7	-53.7	0	0	Soddisfatta	
-374.3	0.3	-1338.4	-55.8	-55.8	0	0	Soddisfatta	
-387.1	0.8	-1388.3	-57.9	-57.9	0	0	Soddisfatta	
-400	0	-1438.4	-60	-60	0	0	Soddisfatta	

STEP 2

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Tensioni - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (acciaio:2619.05)								
sig max = max tens. di compressione, sig max2 = max tens. di trazione, eps max = max defo. di compressio								
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	sig max [daN/cm2]	sig max2 [daN/cm2]	eps max [%]	eps max2 [%]	Verifica	
0	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	
-13	-11.2	-42.8	-1.9	-1.7	0	0	Soddisfatta	
-26	-108.6	-85.9	-4.3	-2.8	0	0	Soddisfatta	
-39	-380	-129.2	-8	-2.8	0	0	Soddisfatta	
-52	-915.8	-172.8	-13.4	-1	0	0	Soddisfatta	
-65	-1809.2	-216.7	-21.4	3.3	0	0	Soddisfatta	

-78	-3155.9	-260.8	-32.4	10.7	0	0	Soddisfatta
-91	-5053.2	-305.2	-47.2	21.7	0	0	Soddisfatta
-104	-7599.6	-349.9	-66.4	37.2	0	0	Soddisfatta
-117	-10893.7	-394.8	-90.8	57.8	0	0	Soddisfatta
-130	-15034	-440	-120.9	84.2	-0.01	0	Soddisfatta
-142.9	-20057.3	-484.9	-157	116.6	-0.01	0.01	Soddisfatta
-155.7	-24629.9	-530.1	-190.1	145.9	-0.01	0.01	Soddisfatta
-168.6	-27377.1	-575.6	-210.7	162.7	-0.01	0.01	Soddisfatta
-181.4	-28568	-621.3	-220.8	168.9	-0.01	0.01	Soddisfatta
-194.3	-28520.1	-667.3	-222.3	166.7	-0.01	0.01	Soddisfatta
-207.1	-27503.7	-713.6	-217.3	157.8	-0.01	0.01	Soddisfatta
-220	-25741.4	-760.1	-207.3	143.9	-0.01	0.01	Soddisfatta
-232.9	-23410.4	-806.9	-193.3	126	-0.01	0.01	Soddisfatta
-245.7	-20645	-853.9	-176.4	105.2	-0.01	0.01	Soddisfatta
-258.6	-17654.2	-901.2	-158	82.8	-0.01	0	Soddisfatta
-271.4	-14650.3	-948.7	-139.5	60.4	-0.01	0	Soddisfatta
-284.3	-11786.7	-996.5	-121.9	38.9	-0.01	0	Soddisfatta
-297.1	-9167.8	-1044.6	-106.1	19	-0.01	0	Soddisfatta
-310	-6858.5	-1092.9	-92.3	1.2	0	0	Soddisfatta
-322.9	-4892.7	-1141.5	-81	-14.2	0	0	Soddisfatta
-335.7	-3281	-1190.3	-72	-27.2	0	0	Soddisfatta
-348.6	-2017.3	-1239.4	-65.4	-37.9	0	0	Soddisfatta
-361.4	-1084	-1288.8	-61.1	-46.3	0	0	Soddisfatta
-374.3	-456.3	-1338.4	-58.9	-52.7	0	0	Soddisfatta
-387.1	-105.2	-1388.3	-58.6	-57.2	0	0	Soddisfatta
-400	0	-1438.4	-60	-60	0	0	Soddisfatta

STEP 3

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Tensioni - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (acciaio:2619.05)								
sig max = max tens. di compressione, sig max2 = max tens. di trazione, eps max = max defo. di compressio								
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	sig max [daN/cm2]	sig max2 [daN/cm2]	eps max [%]	eps max2 [%]	Verifica	
0	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	
-13	-11.1	-42.8	-1.9	-1.7	0	0	Soddisfatta	
-26	-108.5	-85.9	-4.3	-2.8	0	0	Soddisfatta	
-39	-379.7	-129.2	-8	-2.8	0	0	Soddisfatta	
-52	-915.4	-172.8	-13.4	-1	0	0	Soddisfatta	
-65	-1808.6	-216.7	-21.4	3.3	0	0	Soddisfatta	
-78	-3155.1	-260.8	-32.4	10.6	0	0	Soddisfatta	
-91	-5052.4	-305.2	-47.2	21.7	0	0	Soddisfatta	
-104	-7598.7	-349.9	-66.4	37.2	0	0	Soddisfatta	
-117	-10892.7	-394.8	-90.8	57.8	0	0	Soddisfatta	
-130	-15033	-440	-120.9	84.2	-0.01	0	Soddisfatta	
-142.9	-20056.3	-484.9	-157	116.6	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-155.7	-24629.1	-530.1	-190.1	145.9	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-168.6	-27376.5	-575.6	-210.7	162.7	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-181.4	-28567.6	-621.3	-220.7	168.9	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-194.3	-28519.9	-667.3	-222.3	166.7	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-207.1	-27503.6	-713.6	-217.3	157.8	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-220	-25741.4	-760.1	-207.3	143.9	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-232.9	-23410.6	-806.9	-193.3	126	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-245.7	-20645.3	-853.9	-176.4	105.2	-0.01	0.01	Soddisfatta	
-258.6	-17654.5	-901.2	-158	82.8	-0.01	0	Soddisfatta	
-271.4	-14650.7	-948.7	-139.5	60.4	-0.01	0	Soddisfatta	
-284.3	-11787	-996.5	-121.9	38.9	-0.01	0	Soddisfatta	
-297.1	-9168.1	-1044.6	-106.1	19	-0.01	0	Soddisfatta	
-310	-6858.8	-1092.9	-92.3	1.2	0	0	Soddisfatta	
-322.9	-4893	-1141.5	-81	-14.2	0	0	Soddisfatta	
-335.7	-3281.2	-1190.3	-72	-27.2	0	0	Soddisfatta	
-348.6	-2017.5	-1239.4	-65.4	-37.9	0	0	Soddisfatta	
-361.4	-1084.1	-1288.8	-61.1	-46.3	0	0	Soddisfatta	

-374.3	-456.3	-1338.4	-58.9	-52.7	0	0	Soddisfatta
-387.1	-105.3	-1388.3	-58.6	-57.2	0	0	Soddisfatta
-400	0	-1438.4	-60	-60	0	0	Soddisfatta

Verifica muro controterra:

Altezza paraghiaia (m) h1 0 Angolo attrito interno ϕ^o 30
 Spessore paraghiaia (m) s1 0 Ang. attrito terra-muro δ^o 20
 Inclinazione parete (%) i 0 Ang. attrito fondazione ϕ_f^o 40
 Altezza parete (m) h2 1 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t 20
 Spessore in testa (m) s2 0.25 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m 25
 Spessore alla base (m) s3 0.25 Dati Sisma K_v 0.0053 K_h 0.0107
 Altezza fondazione (m) h3 0.3 N° lati terreno 1
 Sbalzo fond. contro terra L1 0.55
 Larghezza totale fond. L2 0.8

Impalcato
 Ni 0 dN 0
 Vi 0 kN

Zoom

Lung.	Dislivello	q
Lato 1	10	0
		5

Calcolo Visualizza

Parete

St 3.961 kN
 Sq 2.701 kN
 Ss 0 kN
 Si 0 kN
 M 2.225 kNm
 N 7.903 kN
 V 6.260 kN

Fondazione

Ribaltamento Scorrimento Schiacciamento

St 6.694	?1	St 6.085	?1	St 6.085	?1
Sq 3.511		Sq 3.043		Sq 3.043	
Ss 0		Ss 0		Ss 0	
Si 0		Si 0		Si 0	
Mr 2.078		V 8.578		M 3.431	
Ms 8.061		N 26.37		N 26.37	
Ms/Mr 3.879		c.scor. 2.064		V 8.578	

Sbalzi Fondazione
 M valle 0
 M monte 2.108

$\sigma_{t, valle}$ 0.04886 MPa
 $\sigma_{t, monte}$ 0
 % comp. 67.47

Verifiche più gravose

Titolo:

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.52	4
2	4.52	21

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 2.225 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 39.11 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 23.06 ‰
 d 21 cm
 x 2.767 x/d 0.1318
 δ 0.7

Titolo:

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.52	4
2	4.52	26

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 2.108 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 47.96 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 29.4 ‰
 d 26 cm
 x 2.766 x/d 0.1064
 δ 0.7

8 – CONCLUSIONI

L'intervento in oggetto si configura, in accordo al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”, come un intervento di **“Nuova Costruzione”**.

Dall'analisi dei punti precedenti risulta la struttura in conformità con il Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 20.02.2018 n. 42, supplemento ordinario n. 8 ed idonea a sopportare i carichi previsti dalla vigente Normativa.

Saluggia, lì luglio 2021

Il Tecnico incaricato



RELAZIONE GEOTECNICA

1. PREMESSA

La presente relazione geotecnica tratta le problematiche geotecniche inerenti la realizzazione di pista ciclabile a fianco della S.P. 3 da Capoluogo alla Frazione S. Antonino, nel comune di Saluggia.

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di ponticciolo in struttura metallica in attraversamento a Naviletto, realizzazione di muri controterra in corrispondenza pista ciclabile in vicinanza a fossi irrigui esistenti.

Si riportano nel seguito alcune immagini utili ad individuare il sito in esame:

Vista aerea dell'area:



La relazione si articola in:

- breve descrizione geognostica del sito, finalizzata al riconoscimento delle formazioni presenti, alla definizione della loro origine e del loro spessore e all'individuazione del livello di falda;
- caratterizzazione geotecnica del sito e definizione del profilo stratigrafico e dei parametri geotecnici di calcolo;

Tale relazione tecnica è redatta ai sensi del D.M. 17-01-2018 per verificare, tramite lo studio geologico-stratigrafico dell'area, la fattibilità e la compatibilità dell'intervento edilizio con la situazione geologica e idrogeologica locale.

Ai sensi dell'Articolo 6.2.1 del D.M. 17-01-2018, la relazione comprende ed illustra:

- I lineamenti morfologici della zona
- La situazione litostratigrafica locale
- Lo schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea
- I caratteri di pericolosità geologica ed idrogeologica

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative

Si fa riferimento, quali Normative utili alla definizione geotecnica del sito oggetto di intervento alle seguenti Normative:

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 Gennaio 2018 – “Aggiornamento delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni””, pubblicato sulla Gazzetta Ufficiale del 20.02.2018 n. 42, supplemento ordinario n. 8
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti approvata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale del 11.02.2019 n. 35, supplemento ordinario n. 5

2.2 Documentazione di Riferimento

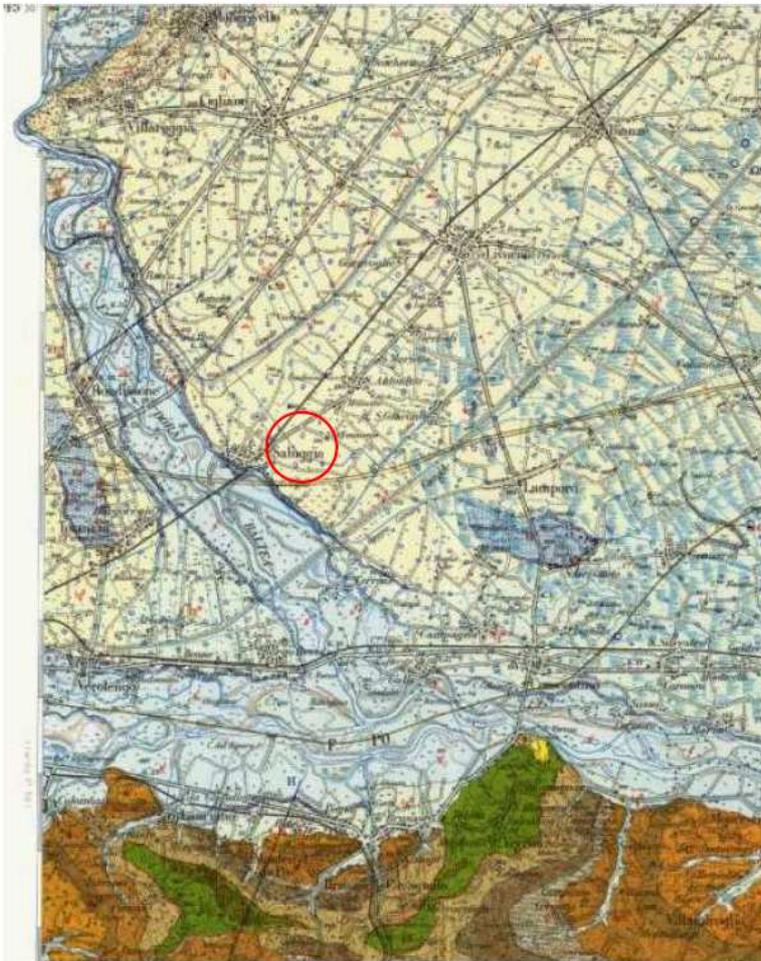
- Associazione Geotecnica Italiana; giugno 1977.
“Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche”.
- Brinch Hansen J. (1970): "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Bull. n. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Eurocodice EC7 per l'Ingegneria Geotecnica.
- Lancellotta R. (1993) “Geotecnica”, II Edizione, Zanichelli - Bologna.
- Carta Geologica delle Alpi Occidentali – Scala 1:400.000.
- “Relazione Geologica” – Comune di Saluggia a firma Dott. Geol. Roberto G. Lesca e Dott. Geol. Fabio Lamanna – Giugno 2014 allegata al P.R.G.C.

3. INDAGINE ESEGUITA

3.1 *Indagini in sito*

L'indagine in sito condotta è consistita nella verifica dell'assetto lito-stratigrafico locale, nell'individuazione delle condizioni geotecniche del terreno.

I risultati dell'indagine, e le considerazioni sulle caratteristiche geotecniche dei materiali presenti, costituiscono l'oggetto dei capitoli della presente Relazione.



Estratto Carta Geologica d'Italia Foglio 57 "Vercelli" scala 1:100.000

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

L'area sulla quale si colloca l'intervento oggetto di realizzazione, è ubicato nel comune di Saluggia, ad una quota s.l.m. pari a 190 m circa.

Nella carta di sintesi della pericolosità idrogeologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica riporta una zonizzazione del territorio attraverso la quale

viene visualizzata la pericolosità geomorfologica intrinseca dei vari settori comunali, tradotta contestualmente in termini di idoneità all'utilizzazione urbanistica il lotto interessato dall'intervento è compreso in un'area inserita in classe I.



VIABILITA' FERROVIARIA ED AREE DEMANIALI PERTINENTI			Classe I: aree a scarsa pericolosità geomorfologica Porzioni di territorio nelle quali non vi sono restrizioni alle scelte urbanistiche. Aree che insistono sull'altipiano principale nelle quali sono consentiti nuovi interventi nel rispetto delle N.T.C. (D-M- 14/01/2008)
VIABILITA' STRADALE ED AREE DEMANIALI PERTINENTI			Classe II: aree a moderata pericolosità geomorfologica Porzioni di territorio nelle quali le condizioni di moderata pericolosità geomorfologica possono essere superate attraverso l'adozione di accorgimenti tecnici attuabili a livello locale. Aree situate nella fascia di transizione tra il limite esterno di fascia C del PAI e l'altipiano retrostante, comprendenti parte della scarpata principale in sinistra idrografica della Dora Baltea o prossime ad essa. Sono possibili nuovi interventi subordinati alla valutazione della loro compatibilità con l'assetto geomorfologico locale, oltre al rispetto delle N.T.C. di cui al D.M. 14/01/2008.
VIABILITA' ESISTENTE ED IN PREVISIONE			
VIABILITA' DI PIANO IN AMBITO EXTRAURBANO			
ARTERIA VIARIA INTERESSATA DA OPERE DI AMMODERNAMENTO PREVISTE DAL P.T.C.P.			

5.1. Classe I

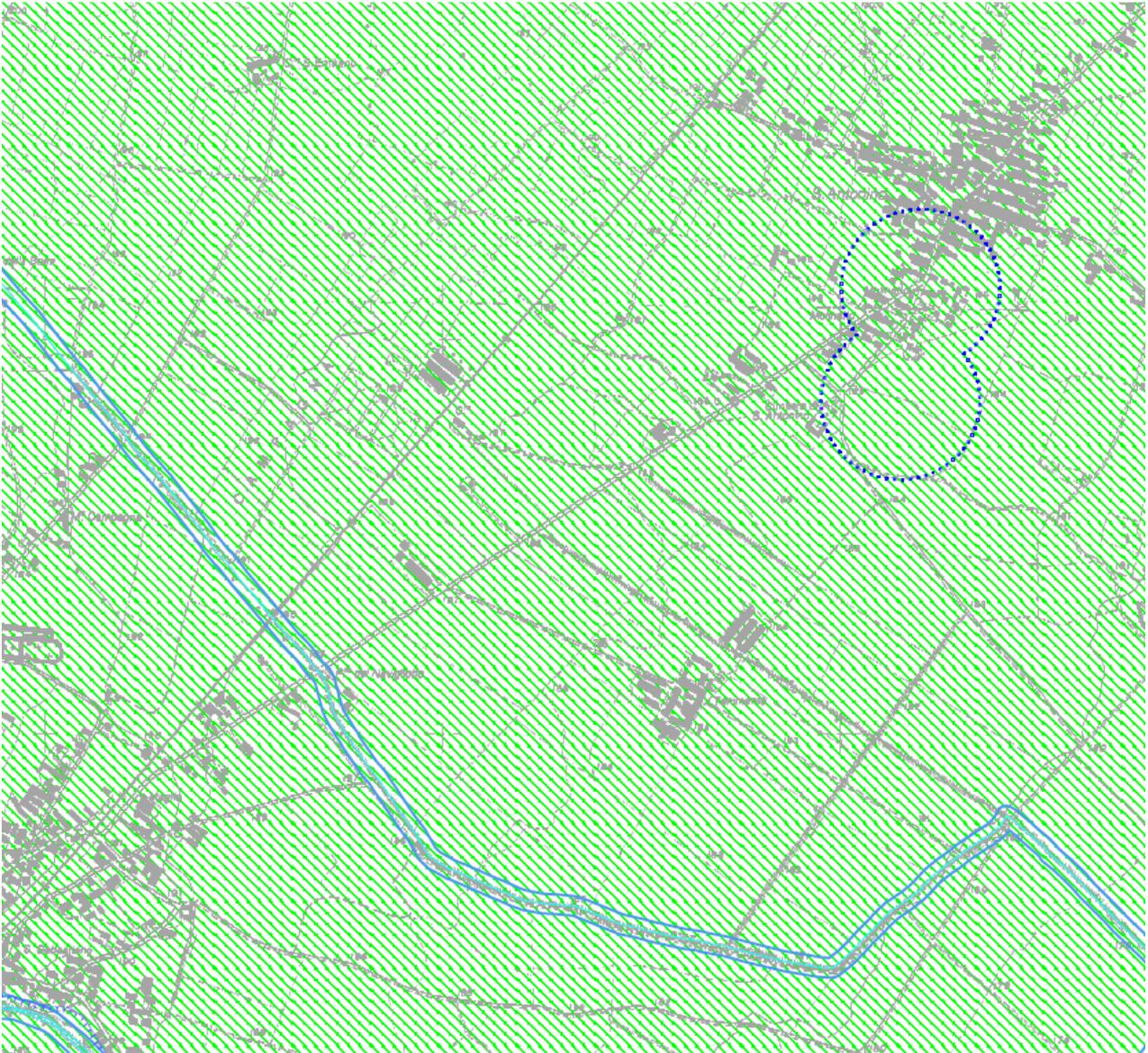
Pericolosità geomorfologica modesta.

Porzioni di territorio nelle quali non vi sono restrizioni alle scelte urbanistiche nel rispetto della normativa vigente.

Comprende la partizione pianeggiante che insiste sull'altopiano principale sul quale sorge gran parte del concentrico abitato, morfologicamente rilevata rispetto al livello della piana golenale afferente al F. Dora Baltea.

Tutti gli interventi sono consentiti previa redazione delle relazioni specialistiche di progetto nel rispetto delle N.T.C. (D.M. 14/01/2008 e C.M. 917/2009).

Estratto P.R.G.C. comune di Saluggia



Classe I: aree a scarsa pericolosità geomorfologica

Porzioni di territorio nelle quali non vi sono restrizioni alle scelte urbanistiche



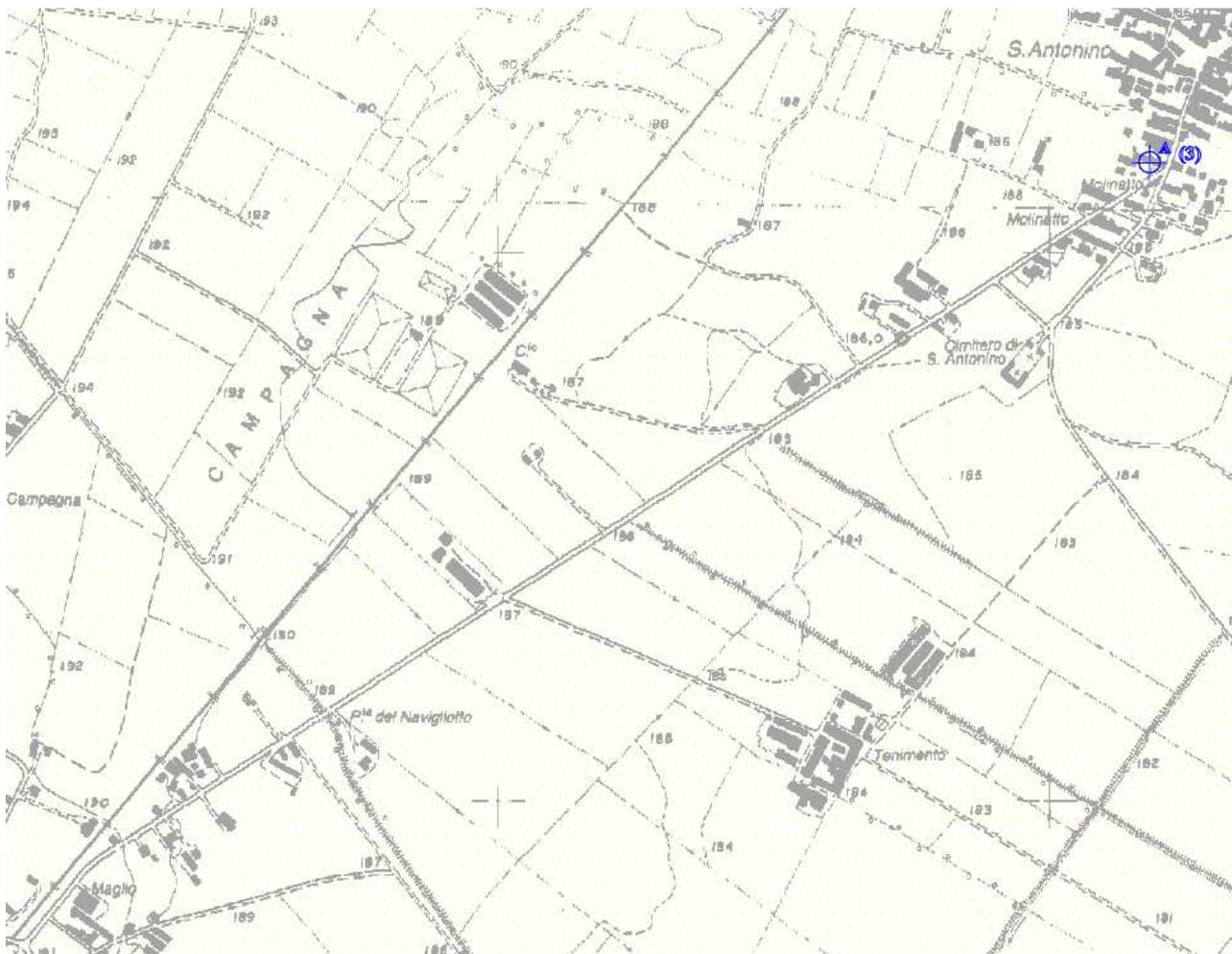
Aree che insistono sull'altopiano principale nelle quali sono consentiti nuovi interventi nel rispetto delle N.T.C. (D.M. 14/01/2008)

Caratteristiche ponte sul Naviletto sulla S.P.3



CODICE	TIPOLOGIA	CARATT. GEOMETRICHE					MATERIALI					tavola grafica	località
		larghezza (m)	lunghezza (m)	altezza (m)	sezione (m ²)	diametro (m)	acciaio	cls	mattoni	massi	legno		
LESRAG008	ATTRAVERSAMENTO	4	7	2			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	00-000000	P.te del Naviglio

Caratteristiche geomorfologiche zona di intervento:



 Depositi fluviali e fluvio-glaciali "Riss": Depositi ghiaiosi e sabbioso-ghiaiosi a supporto di clasti, con locali intercalazioni di corpi sabbiosi, debolmente alterati, di buone/eccellenti proprietà geotecniche compressive; presenza di una sottile copertura sabbioso-limosa tendenzialmente scadente sotto l'aspetto geotecnico

Terrazzo rissiano

da	0 a	1 - 3 m	terreno vegetale e paleosuolo - e
da	1 - 3 a	25 - 29 m	ghiaia limoso - sabbiosa con ciottoli - GL
da	25 - 29 a	45 - 60 m	sabbia debolmente limosa con ghiaia alternata livelli costituiti da ghiaie medio grossolane e locali intercalazioni lentiformi argilloso - limose - SLG
da	45 - 60 a	60 - 61 m	limo sabbioso e argilloso - LA
oltre	60 - 61 m		sabbia debolmente limosa con ghiaia alternata livelli costituiti da ghiaie medio grossolane - SLG

	N _{SPT} (colpi/piede)	N _{SPT} medio	Dr (%)	φ' (°)	φ _{cv} (°)
G	50-100	40	90	51	37
SF	30-80	55	85	43	33
GL	50-100	75	90	48	38
SLG	45-95	70	90	45	37
LA	40-55	45	65	37	32

Le fondazione della struttura del ponticciolo si intesteranno nel substrato ghiaia limosa-sabbiosa con ciotoli, le cui caratteristiche sono indicate nella tabella precedente.

4.1 Profilo stratigrafico

In sintesi la successione stratigrafica presente nell'area, ricostruita sulla base dell'analisi svolta, è la seguente:

- 0.00 ÷ 1 m:

Terreno Vegetale e Paleosuolo

- 1.00 ÷ - m:

Ghiaia limosa-sabbiosa con ciotoli

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

5.1 Risultati delle indagini svolte

Il terreno in cui si impostano le fondazioni presenta le seguenti caratteristiche (Terreno incoerente):

- Peso di volume: 20 kN/m³

- Angolo di resistenza al taglio (Ø): l'angolo di resistenza al taglio espresso in termini di sforzi efficaci Ø' dipende dalle caratteristiche mineralogiche, petrografiche e granulometriche del materiale

Angolo di resistenza al taglio (Ø'): 38°

- Coesione: 0 kN/m²

6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

L'attuale classificazione sismica del Comune di Saluggia risulta di Classe 4 come indicato nel D.G.R. 30 dicembre 2019 n°6-887 "OPCM 3519/2006. Presa d'atto e approvazione dell'aggiornamento della classificazione sismica del territorio della Regione Piemonte, di cui alla D.G.R. del 21 maggio 2014, n° 65-7656"

Per quanto riguarda la definizione della velocità equivalente e della conseguente categoria di sottosuolo occorre sottolineare che i terreni di affioranti sono di prevalente natura ghiaiosa e molto addensati; al di sotto compare poi il substrato roccioso. Considerate queste caratteristiche al terreno di sottofondo può essere assegnata con una sufficiente attendibilità statistica una categoria C, anche in assenza di prove sismiche dirette.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

La categoria topografica assegnata è la T1, trattandosi di terreno pressoché pianeggiante.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE FONDAZIONI

7.1 Considerazioni progettuali generali

Come indicato nel punto precedente, il sito in oggetto rientra nella **Categoria “C”** di sottosuolo “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità di substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”

7.2 Fondazioni superficiali

La capacità portante è valutata con riferimento alle caratteristiche a lungo termine.

Con riferimento alla relazione di Brinch-Hansen (1970) (costituente un'estensione della equazione di Buisman (1935) e Terzaghi (1943)) si ha, per la capacità portante limite:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

in cui:

B = larghezza plinto di fondazione

N_{γ} , N_c , N_q = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio ϕ' ;

s_{γ} , s_c , s_q = fattori di forma della fondazione;

b_{γ} , b_c , b_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base del plinto;

g_{γ} , g_c , g_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;

i_{γ} , i_c , i_q = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

d_c , d_q = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la verifica agli Stati Limiti Ultimi delle strutture di fondazione, in accordo alla Vigente Normativa, saranno presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine. Gli stati limiti ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Si utilizzerà l'approccio “2” previsto dalle Vigenti Normative, in cui si assumerà la seguente combinazione:

Coefficiente parziale per le Azioni: A1

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Coefficiente parziale per le Resistenze: M1

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Coefficiente parziale per le verifiche agli S.L.U. di fondazioni superficiali: R3

Tab. 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

7.3 Calcolo spinte del terreno

Per il calcolo del coefficiente di spinta attiva si utilizza la formula di Muller-Breslau (1924):

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

in cui:

β : angolo di inclinazione rispetto alla verticale del paramento interno (0°)

δ : attrito muro-terreno

i: inclinazione terrapieno a monte rispetto all'orizzontale (0°)

Per le opere di sostegno in oggetto si assume il coefficiente di spinta attiva in quanto si può considerare che si abbia la mobilitazione della stessa, visti anche i bassi spostamenti in sommità del muro richiesti per la mobilitazione (dell'ordine dello 0.1÷0.2 % della sua altezza). Per la scelta dell'angolo di resistenza al taglio ϕ' da usare nel calcolo di K_a , è lecito introdurre il valore di picco (Lambe e Whitman, 1969).

Nel caso di impossibilità di mobilitazione della spinta attiva (muro contrastato in sommità) sarà necessario determinare la spinta del terreno sui manufatti di sostegno utilizzando il coefficiente di spinta a riposo determinato con la semplificazione dell'espressione di Jaky (1944), ovvero:

$$K_o = 1 - \tan \phi'$$

8. CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI COSTRUTTIVE

Dall'analisi dei risultati della relazione geotecnica si ritiene fattibile la realizzazione delle opere previste da un punto di vista geotecnico.

Oltre ai problemi di capacità portante e dei cedimenti non sono emerse ulteriori e particolari problematiche connesse alle condizioni geologiche e geotecniche dell'area prescelta.

L'esame condotto ai punti precedenti permette quindi di esprimere giudizio positivo circa la fattibilità degli interventi in progetto, fatti salvi i risultati e le prescrizioni riportate nella presente.

