



Comune di SANTA MARIA a MONTE

**Percorsi ciclopedonali
passerella ciclopedonale
sul “collettore” in loc.tà Ponticelli**

Progetto definitivo esecutivo

Gruppo di progettazione

Mandatario / Progettista architettonico: Arch. Alessandro Nucci

Piazza G. Rossa n° 2

50050 – Cerreto Guidi

Progettisti strutturali:

Ing. Carmine Parrillo

Ing. Elena Sinimberghi

Verifiche idrauliche:

Ing. Simone Galardini

Rilievi di dettaglio:

Ing. Andrea Spagnolo

Indagini geologiche e sismiche:

Studio Associato di geologia applicata

Di Benedetti e Carmignani

Geol. Andrea Carmignani

Responsabile U.P.

Ing. Maurizio Iannotta

Settore 6 – Ufficio LL.PP.

Comune di Santa Maria a Monte

1 Relazione Tecnica Generale

1.1 Relazione generale illustrativa dell'opera

A seguito delle previsioni Urbanistiche del Comune di S.Maria a Monte si intende realizzare una passerella ciclopedonale da affiancare al ponte esistente su via SS Francesca in loc .Ponticelli

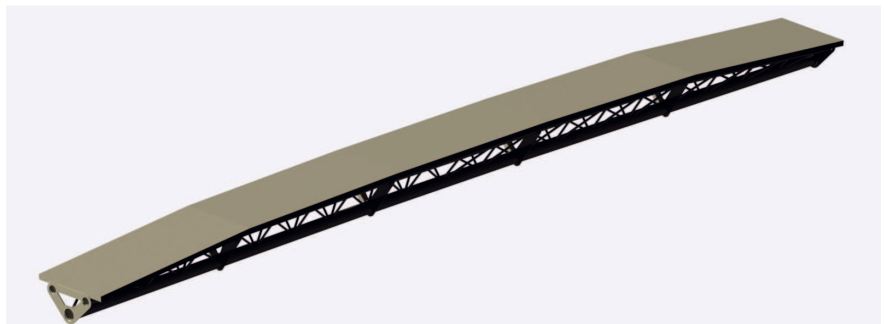
Tale passerella ciclopedonale e' classificata come ponte di 3 categoria ai sensi del D.M. 14.1.2008 punto 5.1.3.3.4 con un carico associato allo Schema 5 (folla Compatta) applicato con le disposizioni piu' gravose per le singole verifiche.

In fase progettuale e' stato prevista la realizzazione di una passerella ciclopedonale ad un'unica campata di luce 35,00 ml con sezione mista acciaio - calcestruzzo., per una larghezza uniforme di ml.3,00.

L'impalcato ciclopedonale sarà composto da una trave reticolare spaziale con altezza variabile riferita agli assi minima di 73,65 cm e massima di 140 cm.e larghezza minima di 160 cm In corrispondenza degli appoggi e massima di in corrispondenza della mezzeria. di 205 cm, con una soletta collaborante di spessore pari a 20 cm opportunamente solidarizzata alla struttura in acciaio mediante pioli Nelson ad alta resistenza, con oggetto variabile rispetto alla trave reticolare spaziale.

Come indicato dalle NTC08 ,in corrispondenza delle interruzioni strutturali, si devono adottare dispositivi di giunto atti ad assicurare la continuità del piano viabile. Le caratteristiche dei giunti e le modalità del loro collegamento alla struttura devono essere tali da ridurre il più possibile le sovrasollecitazioni di natura dinamica dovute ad irregolarità locali e da assicurare la migliore qualità dei transiti.

L'allungamento dovuto alla variazione termica di 30° corrisponde a $3500 \times 12 \times 10^{-6} \times 30 = 1,26$ cm



1.2 Schema statico e tipo di impalcato

In base a quanto stabilito dalle normative vigenti le sezioni delle travi principali possono essere classificate come appartenenti alla classe 1 dal momento che rispettata I LIMITI IMPOSTI DALLA TABELLA 4.2.III DEL CAPITOLO 4.2.3.1.

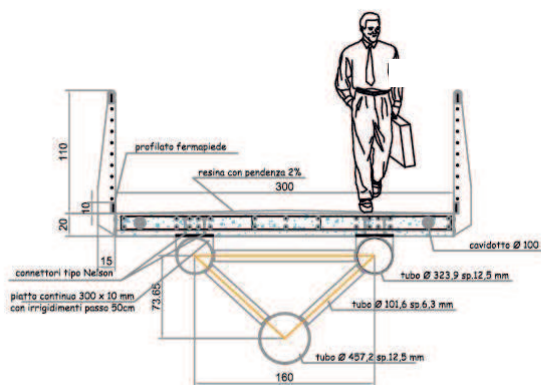
La trave reticolare di tipo spaziale e' composta da un corrente inferiore realizzato con un tubo Φ 457,2 spessore 12,5 e da due correnti superiori Φ 323,9 spessore 12,5 con diagonali e traversi Φ 101,6 spessore 6,3 e Φ 88,9 spessore 6,3 ad interasse costante di 175 cm. con una sezione resistente mista acciaio-calcestruzzo vista la presenza di una soletta collaborante in c.a con spessore di 20 cm.

Sulla spalla laterale destra saranno messi in opera un totale di 2 isolatori sismici elastomerici dispositivi inseriti alla base della struttura inserendosi tra la parte inferiore della struttura e le sue fondazioni .

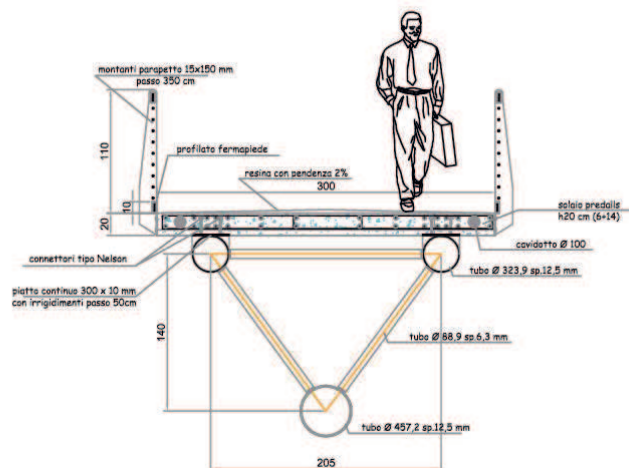
- Sulla spalla laterale sinistra saranno messi in opera un totale di 2 apparecchi di appoggio in acciaio -PTFE a disco elastomerico incapsulato.

La struttura presenta un periodo proprio di 3,14 Hz valore non compreso nei limiti della normativa che fissa valori critici tra 1-3 Hz.

Sezione Trasversale Min.



Sezione Trasversale Max.



Lo schema statico del ponte sarà di una travata continua ad unica campata di 35,0 m, con struttura portante composta in acciaio- calcestruzzo.

Il ponte a graticcio, proprio per definizione di questa tipologia costruttiva, risultano formati da uno o due ordini di travi solidali ad una piastra o ad una soletta superiore ed avrà le seguenti caratteristiche:

- Correnti superiori con sezione tubolare e piastra superiore per l'alloggiamento dei connettori;
- presenza di traversi di irrigidimento posizionati in testata ed anche in campata;
- la sezione resistente può essere considerata come monolitica, poiché si riesce a connettere rigidamente le travi ed i traversi con la soletta.
- l'impalcato a graticcio di trave si configura come una struttura tridimensionale.

In corrispondenza di una delle due spalle saranno messi in opera isolatori elastomerici in modo da isolare simicamente struttura, dalla parte apposta saranno invece montati appoggi scorrevoli in modo tale da conferire uno schema statico di cerniera-carrello.

Data la complessità della struttura si schematizza usualmente come un sistema piano costituito da sole travi supponendo di fare dei tagli ideali nella soletta parallelamente alle nervature. Questo permette di tener conto della soletta, oltre che negli effetti locali anche nel funzionamento della struttura principale. Non tutto l'interasse può essere considerato collaborante al funzionamento a trave, ma solo una parte ridotta di esso in funzione delle dimensioni della struttura.

Per una chiara schematizzazione del ponte, di seguito si riportano gli elementi strutturali per la realizzazione dell'opera:

- Soletta c.a. sp.= 20 cm, eseguita in opera su delle tralicciate prefabbricate in auto portanza;
- Numero 1 trave reticolare spaziale in carpenteria metallica collegate superiormente alla soletta in c.a. con pioli Nelson ($f_t=450$ Mpa, $d=15$ mm; $h=150$ mm);

Le giunzioni tra travi principali saranno realizzate suddividendo l'opera in cinque parti:

I conci saranno tutti della solita lunghezza ma con altezza e larghezza rastremate verso l'appoggio, la connessione tra i vari monconi sarà realizzata mediante piastre imbullonate con bulloni M20 classe 10.9.

1.3 Normativa di Riferimento

Per la progettazione della struttura si è fatto riferimento al seguente quadro normativo:

- D.M. 05/11/2001, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade";
- D.M. 21/06/2004, "Istruzioni per la progettazione l'impiego e l'omologazione di dispositivi di ritenuta nelle costruzioni stradali";
- D.M. 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni";

- Circolare 2 febbraio 2009, n.617” Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1991-1-5, “Eurocodice 1 - Azioni termiche sulle strutture”;
- UNI EN 1994-1-1, “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo, Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1994-2, “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo, Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”;
- UNI EN 1991-1-4, “Eurocodice 1 - Azioni del vento sulle strutture”;
- CNR – UNI 100016 “Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per il calcolo e l’esecuzione”;

1.4 Analisi delle fasi di realizzazione

1.4.1 Fasi di realizzazione e variazioni azioni

Le fasi di carico dell’impalcato sono:

FASE “0” Montaggio della struttura

FASE “0”, I carichi agenti sono quelli relativi al peso proprio della struttura in acciaio, la sezione resistente è composta dalla sola struttura in acciaio.

FASE “1” Getto della soletta

La fase “1” sarà composta da due sottofasi, questo perché a causa dell’eccessiva freccia in mezzera si getterà la soletta prima sui conci laterali e successivamente su quello centrale. I carichi agenti sono quelli relativi al completamento della struttura, getto della soletta che inizialmente non sarà reagente per cui verrà trattata solo come carico con sezione resistente composta dalla sola struttura in acciaio.

LASTRA PREDALLES			
S_s	0.14	m	lastra
$\gamma_{soletta}$	25	kN/m ³	
P_8	3,5	kN/m ²	peso totale

LASTRA PREDALLES			
S_s	0.06	m	lastra
$\gamma_{soletta}$	25	kN/m ³	
P_8	1.5	kN/m ²	peso totale

FASE "2" Sezione composta a tempo 0, n=6.6

La fase "2" sarà caratterizzata dalla sezione reagente composta con coefficiente di omogeneizzazione tra acciaio e cls pari a n=6.6.

FASE "3" Sezione composta a tempo inf, n=18

La fase "3" sarà caratterizzata dalla sezione reagente composta con coefficiente di omogeneizzazione tra acciaio e cls pari a n=18.

1.5 Ritiro del calcestruzzo

Nel modello vengono simulate le azioni di coazione per il ritiro del calcestruzzo, già reso solidale con le travi.

Le azioni da ritiro sono trattate al § 11.2.10.6 delle NTC 2008 ove si afferma che in sede di progettazione, e quando non si ricorra ad additivi speciali, il ritiro del calcestruzzo può essere valutato sulla base delle indicazioni di seguito fornite.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

ϵ_{cs} è la deformazione totale per ritiro;

ϵ_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento (deformazione dovuta alla lenta migrazione delle particelle di acqua all'interno della pasta cementizia indurita);

ϵ_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno (deformazione che si sviluppa in seguito alla maturazione del cls nel periodo immediatamente successivo al getto).

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento si calcola come segue:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0}$$

I due fattori possono essere valutati mediante i valori riportati nelle due tabelle che seguono. Il termine ϵ_{c0} dipende dalla resistenza caratteristica a compressione e dall'umidità relativa mentre k_h dipende

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}$$

dal parametro h_0 .

dove:

A_c è l'area di calcestruzzo considerata

u è il perimetro esposto all'aria.

Nel caso in esame si è considerata un'area di calcestruzzo di dimensioni 0,25 x 50 m e si è ipotizzato che il perimetro esposto all'aria fosse solo quello della parte inferiore dell'impalcato e dei bordi laterali escludendo la porzione superiore a contatto con la pavimentazione.

u	70,3	m	perimetro cls esposto all'aria
A_{cls}	7	m ²	area di cls
h_0	200	mm	dimensione fittizia

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

h_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ può essere dedotto da una tabella proposta dalla Normativa al § 11.2.10.7 in base all'umidità relativa del sito in esame, al tempo t_0 di messa in carico, ed alla dimensione fittizia h_0 in mm.

Si rimanda agli elaborati allegati per l'esplicitazione del risultato in esame.

La sezione resistente è composta dalla sezione mista travi in acciaio – soletta in c.a. collaborante, omogeneizzata all'acciaio con il modulo elastico del calcestruzzo a tempo infinito ($E_{c\infty}$)

1.7 Azioni complementari

Come azioni complementari sono stati tenuti in conto gli effetti dovuti alle dilatazioni termiche, al vento ed al sisma.

1.7.1 Azione del vento

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
3	27	500	0.02
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			56
T_R (Tempo di ritorno)			75
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			27.000
α_R (T_R)			1.02346
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27.633



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 c_e (coefficiente di esposizione)
 c_p (coefficiente di forma)
 c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q_b [N/mq]	477.25
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

A) Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

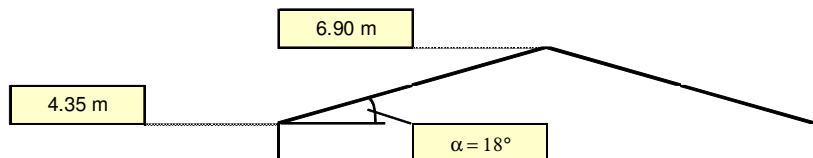
Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
3	A	56

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
IV	0.22	0.3	8	1

z [m]	C _e
z ≤ 8	1.634
z = 4,35	1.634
z = 6,9	1.634



la pressione totale si considera agente solo su S_p e si valuta utilizzando i seguenti valori del coefficiente c_p:

$$c_p = 2 - \frac{4}{3} \varphi \quad \text{per } 0 \leq \varphi < 0,3$$

$$c_p = 1,6 \quad \text{per } 0,3 \leq \varphi \leq 0,8$$

$$c_p = 2,4 - \varphi \quad \text{per } 0,8 < \varphi \leq 1$$

L (luce passerella)	35	m
S _p (Area occupata dai profili)	7600	cm ²
S (Area delimitta dal contorno)	18200	cm ²

$$\varphi = S_p/S \quad 0.418$$

Superficie totale laterale della passerella sulla quale agisce la pressione		
S _{TOT} = S _p *L	26.6	m ²

Pressione del vento		
p = q _b *C _e *C _p	1247.9	N/m ²

Forza orizzontale totale				
F _v = p*S _{TOT}	33193.75	N	3319.375	kg

Carico distribuito orizzontale				
q _v = F _v /L	948.39	N/m	94.84	kg/m

1.7.2 Variazioni termiche

Le sollecitazioni termiche longitudinali sono quelle sollecitazioni che nascono nell'impalcato, inteso come trave, per effetto di una distribuzione non uniforme della temperatura nell'altezza delle sezioni. E' necessario verificare l'impalcato anche sotto l'effetto di una variazione termica. Le variazioni termiche tra acciaio e calcestruzzo sono dovute a:

- ▣ diversa natura dei materiali;
- ▣ diversa esposizione agli agenti atmosferici.

La variazione termica di progetto è definita in riferimento all'Eurocodice 1 (Parte 2-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche), in cui un intero capitolo Sezione 6 è dedicato alla trattazione delle variazioni termiche nei ponti.

L'Eurocodice distingue i ponti in tre diverse tipologie:

- Type 1: Ponti in acciaio
- Type 2: Ponti a struttura composta, di cui fa parte in viadotto in esame;
- Type 3: Ponti in calcestruzzo.

Nel caso in esame è stato considerato un gradiente termico tra l'estradosso, in calcestruzzo, e l'intradosso, in acciaio, dell'impalcato che assume segno positivo quando la soletta è più calda della trave e segno negativo in caso opposto, aventi moduli diversi come mostrato nel prospetto che segue.

prospetto 6.1 Valori caratteristici delle differenze lineari di temperatura per diversi gruppi di sovrastrutture del ponte

Gruppi di sovrastruttura (vedere l'appendice B)	Ponti stradali		Ponti ferroviari	
	Differenza di temperatura positiva	Differenza di temperatura negativa	Differenza di temperatura positiva	Differenza di temperatura negativa
	$\Delta T_{M, pos}$ (°C)	$\Delta T_{M, neg}$ (°C)	$\Delta T_{M, pos}$ (°C)	$\Delta T_{M, neg}$ (°C)
Gruppo 1: Impalcato di ponti di acciaio su profili di acciaio scatolari, travi reticolari o travi parete	[18]	[- 13]	[18]	[- 13]
Gruppo 2: Impalcato di ponti di calce- struzzo su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi parete	[15]	[- 18]	[15]	[- 18]
Gruppo 3: Solette o impalcato di calce- struzzo su: - travi parete scatolari di calcestruzzo - travi a T di calcestruzzo - solette di calcestruzzo	[10] [15] [15]	[- 5] [- 8] [- 8]	[10] [15] [15]	[- 5] [- 8] [- 8]
Nota - I valori forniti nel presente prospetto rappresentano i valori limite superiori delle componenti di temperatura variabile linearmente per esempi rappresentativi della geometria del ponte.				

In accordo con quanto prescritto al § 3.5.7 delle NTC 2008 per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si è fatto riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente αT riportati nella tabella che segue.

Tabella 3.5.III – Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente

Materiale	α_T [$10^{-6}/^{\circ}\text{C}$]
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70

1.7.3 Azione Sismica

Il sisma è un processo estremamente complesso caratterizzato dalla propagazione tridimensionale nel suolo di onde, dovute principalmente ad un rilascio improvviso di energia legato a fenomeni di frattura o movimento lungo faglie già esistenti della crosta terrestre.

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 infatti 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 .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g , accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

STATI LIMITE E RELATIVE PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO

L'attuale norma, individua più livelli di prestazione, o stati limite, che devono essere soddisfatti. Tali stati limite si differenziano in stati limite ultimi e di esercizio. La sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (§2.1) consiste nell'evitare crolli, dissesti gravi totali o parziali, perdite di equilibrio, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita dei beni, o provocare gravi danni ambienti e sociali, o, infine, mettere fuori servizio l'opera; la sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) consiste nel garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Ognuno di questi stati limite, di esercizio e ultimo, si può suddividere in due ulteriori stati limite.

Gli **Stati Limite di Esercizio** sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti 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, 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.

Gli **Stati Limite Ultimi** sono:

- 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.

- **Parametri sismici**

La passerella ciclopedonale è ubicata nel comune Santa Maria a Monte, classificato sismicamente come zona 3, con le seguenti caratteristiche:

LONGITUDINE: 10,69

LATITUDINE: 43,7009

Riferimenti normativi

Vita nominale (§ 2.4.1 NTC-08)

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella **Tab. 2.4.I** delle NTC-08 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie. Opere provvisionali. Strutture in fase costruttiva.	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Classi d'uso (§ 2.4.2 NTC-08)

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

<i>Classe I:</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
<i>Classe II:</i>	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 <i>Classe d'uso III</i> o in <i>Classe d'uso IV</i> , reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III:</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in <i>Classe d'uso IV</i> . Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV:</i>	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 D.M. 5 novembre 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.

Vita di riferimento (§ 2.4.3 NTC-08)

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (\text{NTC-08 Eq. 2.4.1})$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella **Tab. 2.4.II** delle NTC-08.

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

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

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

CLASSE D'USO: III (CU=1,5)

VITA NOMINALE: 50 ANNI

PERIODO DI RIFERIMENTO DELL'AZIONE SISMICA: 712 ANNI

Per maggiori dettagli si rimanda al successivo fascicolo dei calcoli.

In riferimento al DPRG n. 57/2012, il valore di a_g allo stato limite di salvaguardia della Vita (SLV) con periodo di ritorno di 712 anni, corrispondente ad un edificio in classe d'uso III e vita nominale di 50 anni, e vita di riferimento di 75 anni è pari a:

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno ξ

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.050	2.562	0.249
SLD	75	0.060	2.578	0.263
SLV	712	0.137	2.485	0.288
SLC	1462	0.176	2.426	0.293

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

$$a_{g(SLV)} = 0,137g$$

$$0,125g < a_{g(SLV)} < 0,150g \text{ --> FASCIA B}$$