

Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

K 1 4 A

D

f

0 0 1

F B

0 2

R 1

==

INTERVENTI PER LA SICUREZZA FERROVIE ISOLATE
LINEA BRESCIA-ISEO-EDOLO SOSTITUZIONE SISTEMA DI SICUREZZA ATTUALE CON ACC_M
Progetto Definitivo

RELAZIONE DI CALCOLO
GARITTE

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3		-		
	2		-		
	1	Nov. '22	REVISIONE A SEGUITO VALIDAZIONE		
	0	Mar. '22	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE (a.r.)
Dott. Enrico Bellavia

Progettista



Stampa circolare: DIREZIONE REGIONALE DELLA PROV. BRESCIA, Ing. Luca Erba, Settore: ai circ. e ambientali, ai instr. e ai dati, inform. (a.r.) A 639, 10/01/2010

Collaborazione

REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DATA
CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE			AGG.

INDICE	PAG.
1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	3
2.1. Planimetria e sezioni tipologiche	3
2.1.1. <i>Dati geometrici</i>	4
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.1. Calcestruzzo per magrone di sottofondazione	7
4.2. Calcestruzzo per strutture di fondazione	7
4.3. Calcestruzzo per strutture in elevazione	7
4.4. Acciaio per cemento armato	8
4.5. Reti e tralicci elettrosaldati.....	8
5. DURABILITA'	9
5.1. Verifiche di fessurazione.....	9
5.2. Copriferrì e interferri	9
6. PARAMETRI GEOTECNICI.....	10
7. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	11
7.1. Vita nominale di progetto.....	11
7.2. Classe d'uso e periodo di riferimento.....	11
8. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	14
8.1. Pesi propri dei materiali strutturali	14
8.2. Carichi permanenti non strutturali	14
8.3. Sovraccarichi	14
8.4. Azione sismica.....	14
8.4.1. <i>Stati limite e probabilità di superamento</i>	14
8.4.2. <i>Categorie di sottosuolo</i>	15
8.4.3. <i>Condizioni topografiche</i>	15
8.4.4. <i>Valutazione dell'azione sismica</i>	15
8.5. Azione della neve	18
8.6. Azione del vento	19
9. VERIFICA DELLA STRUTTURA	20
9.1. Impianto tipo A	20
9.2. Impianto tipo B	29

9.3. Impianto tipo C	38
10. VERIFICA CEDIMENTI	42
10.1. Cedimenti impianto Tipo A	43
10.2. Cedimenti impianto Tipo B	43
10.3. Cedimenti impianto Tipo C	44

1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione la verifica delle garitte in c.a. gettato in opera da realizzarsi in località Sulzano, Artogne, Erbanno, Piamborno, Ceto, Forno A., Toline, Sellero, Sonico e in prossimità dei passaggi a livello denominati PL6, PL70 e PL80. I manufatti si differenziano per le dimensioni planimetriche interne mentre risultano essere analoghi per quanto concerne le caratteristiche altimetriche. Tutti i manufatti hanno altezza utile pari a 2.70 m.

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura è composta da fondazioni in c.a. della tipologia a platea spessore 30 cm posata su substrato di calcestruzzo magro, pareti in c.a. spessore 20 cm e solaio di copertura piano in laterocemento realizzato con l'ausilio di travetti prefabbricati tralicciati e getto di completamento in opera, spessore complessivo 25 cm.

2.1. Planimetria e sezioni tipologiche

Segue planimetria tipologica degli interventi in progetto:

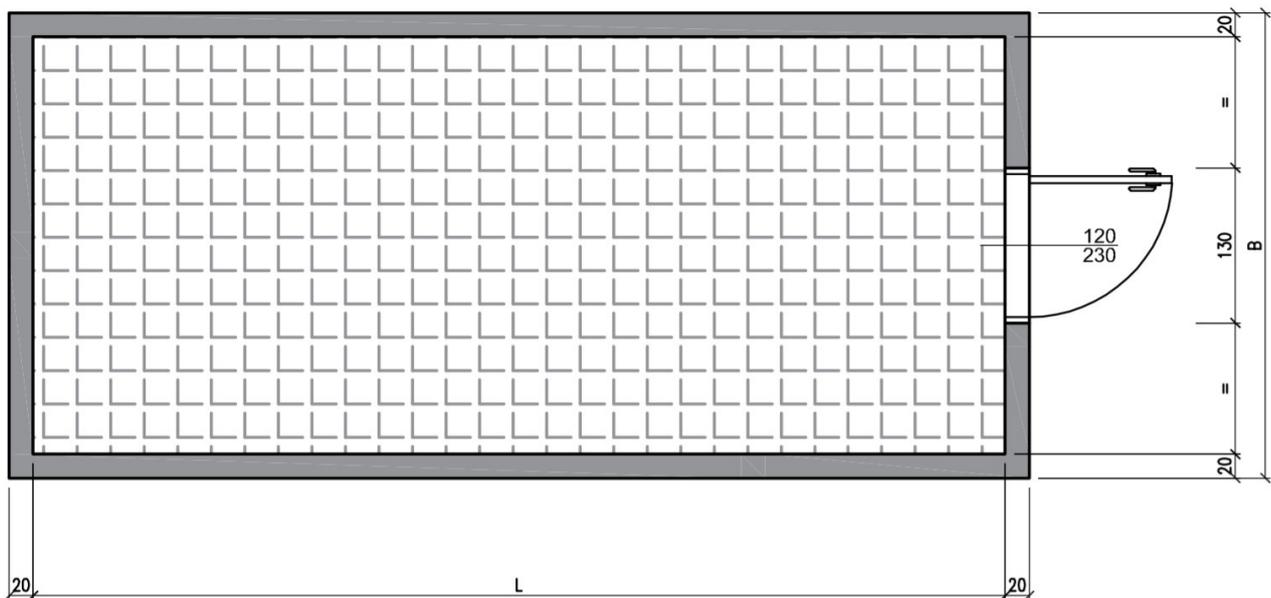


Figura 1 – Planimetria rappresentativa dell'intervento

Segue sezione tipologica degli interventi in progetto:

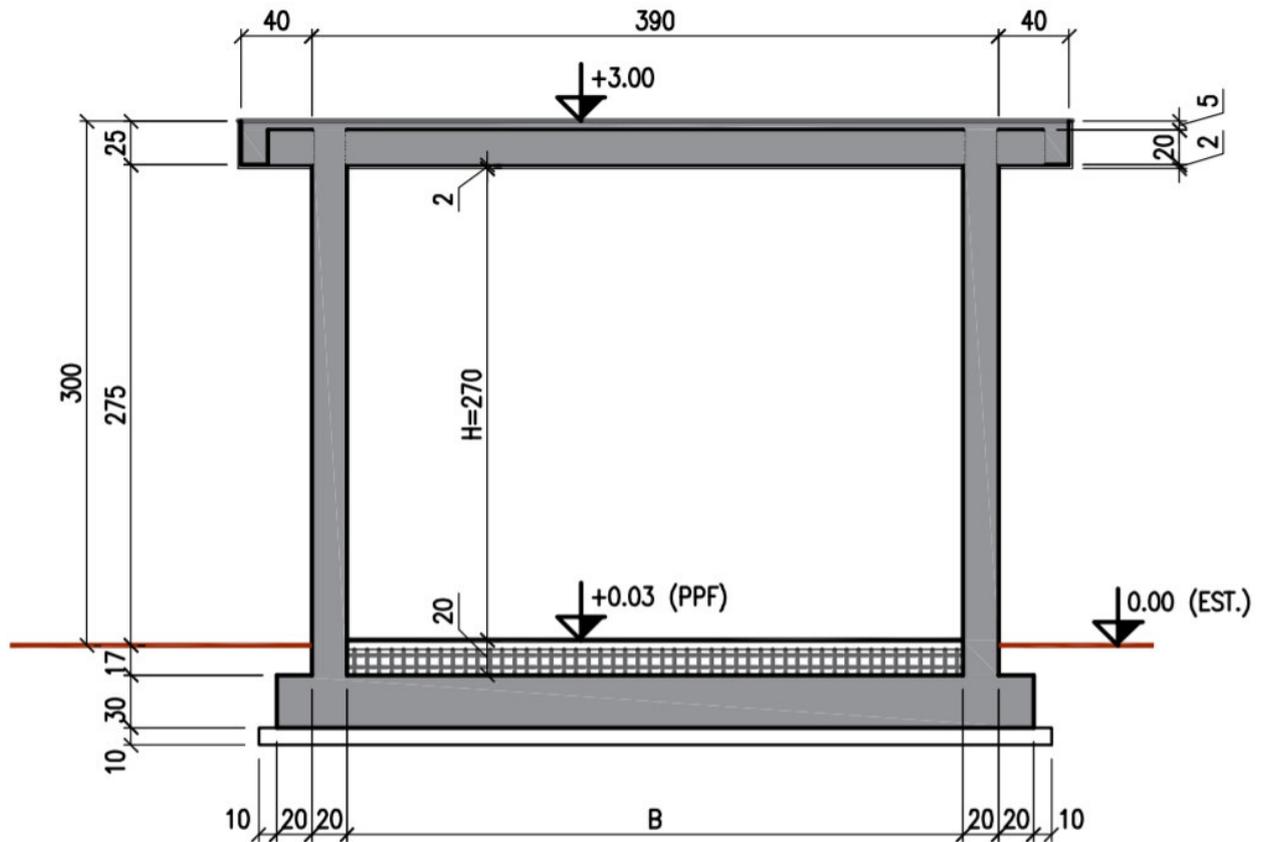


Figura 2 – Sezione rappresentativa dell'intervento

2.1.1. Dati geometrici

In ragione della geometria planimetrica si definiscono tre tipologie.

Sviluppo netto vano (L) x Larghezza netto vano (B) x Altezza netta vano (H)

Tipo A (Sulzano, Artogne, Erbanno, Piamborno, Ceto, Forno A., PL70, PL80): 5.50x7.70x2.70 m

Tipo B (Toline, Sellero, Sonico): 3.90x7.70 m

Tipo C (PL6): 3.20x6.90x2.70 m

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è redatto in conformità alla normativa vigente e, in particolare, alle norme, indicazioni e prescrizioni di seguito riportate:

- Legge 5 Novembre 1971, n.1086, “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale, precompresso e a struttura metallica”
- Norme Tecniche per le Costruzioni (nel seguito NTC), D.M. del 17/01/2018.
- Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche (nel seguito Circ. 617/09), G.U. n.47 del 26/02/2009
- Decreto Ministeriale 14/02/1992, “Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Decreto Ministero LL. PP. 9/01/1996, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”
- Decreto Ministero LL. PP. 16/01/1996, Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
- Circolare Ministero LL. PP. 4 Luglio 1996, n° 156 AA.GG./S.T.C. Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”, di cui al D.M. 16/01/1996
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988, “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) Azioni in generale – Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) Azioni sulle strutture - Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2): Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2): Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo – progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3): Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7): Progettazione geotecnica – Parte 1: “Regole generali”
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8): Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: “Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8): Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: “Ponti”
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8): Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: “Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale – Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1: “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”

- UNI EN 11104: “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1: “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali elencati nel seguito.

4.1. Calcestruzzo per magrone di sottofondazione

CALCESTRUZZO MAGRO	X0	C12/15	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Dimensione massima aggregati	d _{max}	20	mm

4.2. Calcestruzzo per strutture di fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C25/30	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	Φ _{max}	32	mm
Dimensione massima aggregati	d _{max}	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	24.90	MPa
Resistenza media cilindrica	f _{cm}	32.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm}	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	1.79	MPa
Modulo elastico	E _{cm}	31447	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	10*10 ⁻⁶	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	14.11	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ _{rara}	14.94	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ _{qp}	11.21	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	1.19	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f _{bd}	2.69	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ _{t,ese}	2.13	MPa

4.3. Calcestruzzo per strutture in elevazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C25/30	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	Φ _{max}	32	mm
Dimensione massima aggregati	d _{max}	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck}	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	24.90	MPa
Resistenza media cilindrica	f _{cm}	32.90	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm}	2.56	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f _{ctk}	1.79	MPa
Modulo elastico	E _{cm}	31447	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	10*10 ⁻⁶	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	14.11	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ _{rara}	14.94	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ _{qp}	11.21	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f _{ctd}	1.19	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f _{bd}	2.69	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ _{t,ese}	2.13	MPa

4.4. Acciaio per cemento armato

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO		B 450	C
È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui alle vigenti NTC e controllati con le modalità riportate nelle stesse			
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y_{nom}})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	MPa
Tensione massima in esercizio	f_{yd}	360	MPa
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Limitazione sui diametri	Φ_{barre}	$>=6 <=40$	mm
Acciai forniti in rotoli	Φ_{rotoli}	$<=16$	mm

4.5. Reti e tralici elettrosaldati

RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI		B 450	C
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y_{nom}})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	MPa
Massimo interasse delle barre	f_{yd}	330	mm
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Limitazione sui diametri	Φ_{barre}	$>=6 <=16$	mm
Rapporto tra i diametri	Φ_{rotoli}	$>=0,6$	-

5. DURABILITA'

5.1. Verifiche di fessurazione

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004. Per le opere trattate nella presente relazione si adotta quanto segue:

Fondazioni: Classe di esposizione XC2
 Pareti: Classe di esposizione XC2
 Solaio: Classe di esposizione XC2

In ragione di ciò e per quanto previsto dalle NTC nella Tab. 4.1.III si evince che per tutti gli elementi presenti trattasi di condizioni ambientali "ordinarie".

La Tab. 4.1.IV NTC indica i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento sia al tipo di armatura che alle condizioni ambientali. Per tutti gli elementi presenti lo stato limite considerato è dunque quello di "apertura delle fessure" per armature "poco sensibili". In combinazione "frequente" la limitazione è pari a w_3 e in combinazione "quasi permanente" è pari a w_2 . In ottemperanza al § 4.1.2.2.4 punto c) NTC, vale quanto segue:

$w_1 = 0.2$ mm
 $w_2 = 0.3$ mm
 $w_3 = 0.4$ mm

5.2. Copriferri e interferri

Al fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro. Il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più prossima, individua il cosiddetto "copriferro nominale" ed è determinato secondo quanto di cui al § 4.1.6.1.3 NTC. Nel caso di condizioni ambientali "ordinarie" si ottiene che il "copriferro minimo", stante una classe di calcestruzzo C25/30 in ambiente ordinario e barre da c.a. per "altri elementi", si assume quanto segue:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Piastra c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fk} /R _{ck}	C25/30	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	30	mm

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, infine, l'interferro delle armature deve essere rapportato alla dimensione dell'inerte impiegato (vedi caratteristiche dei materiali).

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei terreni suddivise per impianti:

Stazione	Impianto tipo A					
	Profondità	ϕ [°]	γ_s [kN/m ³]	E [MPa]	Categoria sottosuolo	Categoria topografica
Stazione di Sulzano	0,00 - 1,50	27	20	6	B	T1
	1,50 - 10,00	35	20,4	78		
Stazione di Artogne	0,00 - 1,50	30	20,1	22	B	T1
	1,50 - 10,00	35	20,6	80		
Stazione di Erbanno	0,00 - 3,00	33	21	40	B	T1
	3,00 - 10,00	35	21	80		
Stazione di Pian di Borno	0,00 - 3,00	33	19,7	41	E	T1
	3,00 - 10,00	35	19,8	80		
PL70 - Breno	0,00 - 10,00	34	19,8	70	D	T1
Stazione di Ceto	0,00 - 1,00	28	19,5	10	E	T1
	1,00 - 10,00	35	21,1	75		
PL80 - Ceto	0,00 - 5,00	34	20,5	60	E	T1
	5,00 - 10,00	35	20,9	75		
Stazione di Forno d'Allione	0,00 - 10,00	35	20,8	75	C	T1

Stazione	Impianto tipo B					
	Profondità	ϕ [°]	γ_s [kN/m ³]	E [MPa]	Categoria sottosuolo	Categoria topografica
Stazione di Toline	0,00 - 3,00	30	20	20	C	T1
	3,00 - 10,00	34	20,6	78		
Stazione di Sellero	0,00 - 5,50	33	20,1	50	C	T1
	5,00 - 10,00	35	20,6	78		
Stazione di Sonico	0,00 - 2,00	30	19,8	25	C	T1
	2,00 - 10,00	35	20,1	78		

Stazione	Impianto tipo C					
	Profondità	ϕ [°]	γ_s [kN/m ³]	E [MPa]	Categoria sottosuolo	Categoria topografica
PL06 - Sulzano	0,00 - 3,00	27	20	7	B	T1
	3,00 - 10,00	34	20,6	70		

Nell'ipotesi di effettuare uno sbancamento di 1.5m per gli impianti A e B (ad eccezione della stazione di Toline) e di 3.0m per la stazione di Toline e PL06 – Sulzano, si assume cautelativamente quanto segue:

Peso di vol. secco	$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito interno	$\phi = 28^\circ$
Coesione	$c = 0.00 \text{ Mpa}$
Categoria sottosuolo	E
Categoria topografica	T1

Si precisa che il terreno rimosso verrà sostituito in loco con misto cementato.

NOTA: Per la garitta PL64, in mancanza di indagini in corrispondenza dell'area oggetto di intervento, si sono adottati i parametri relativi alle indagini PL70 – Breno.

7. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

La vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso dell'opera, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascuna costruzione moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U in funzione della classe d'uso di appartenenza dell'opera.

7.1. Vita nominale di progetto

Con riferimento alla Tab. 2.4.I NTC si considera un Tipo di costruzione 2 e una vita nominale minima di 50 anni.

7.2. Classe d'uso e periodo di riferimento

Con riferimento al § 2.4.2 NTC si considera una Classe d'uso II. Il Coefficiente d'uso per quanto di cui alla Tab. 2.4.II NTC assume un valore pari a 1.0 e pertanto il periodo di riferimento è di 50 anni. Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni. Per le verifiche agli stati limite ultimi SLU si adottano le combinazioni del tipo:

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

dove:

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

γ_{Gi} = coefficienti parziali per i carichi permanenti/permanenti non strutturali nelle verifiche SLU

γ_{Qi} = coefficienti parziali per i carichi variabili nelle verifiche SLU

γ_P = coefficiente parziale della precompressione nelle verifiche SLU

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione

Per le verifiche agli stati limite ultimi connesse all'azione sismica si adottano combinazioni del tipo:

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

dove:

E = azione sismica

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione

Per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE si adottano combinazioni del tipo:

$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$	SLE rara
$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$	SLE frequente
$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots$	SLE quasi permanente

dove:

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

ψ_{ji} = coefficiente di combinazione

I valori considerati per i coefficienti parziali di sicurezza sono desunti dalle Tab. 2.6.I NTC. In particolare:

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione sono desunti dalle Tab. 2.5.I NTC. In particolare:

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

8. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

8.1. Pesi propri dei materiali strutturali

Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali strutturali sono derivante dalle dimensioni geometriche e ai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione. Vale quanto di cui alla Tab. 3.1.I NTC. In particolare:

Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25.0 kN/m ³
Acciaio	78.5 kN/m ³

Per materiali strutturali non compresi nella suddetta tabella si farà riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative o documenti di comprovata validità, trattando i valori nominali come valori caratteristici. In particolare:

Solaio in laterocemento	3.5 kN/m ²
-------------------------	-----------------------

8.2. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio. Le azioni permanenti gravitazionali associate ai pesi propri dei materiali non strutturali sono derivate dalle dimensioni geometriche e dai pesi di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti non strutturali della costruzione. In particolare:

Massetto di finitura sp. medio 5 cm	1.0 kN/m ²
Intonaco sp. medio 2 cm	0.4 kN/m ²

8.3. Sovraccarichi

I sovraccarichi comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. Vale quanto segue:

Carico d'uso pavimento	15.0 kN/m ²
------------------------	------------------------

8.4. Azione sismica

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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Le forme spettrali sono definite a partire dai parametri a_g , F_0 , T_c^* su sito di riferimento rigido orizzontale desunti dagli allegati A e B al D.M. 14/01/2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4/2/2008, n.29 ed eventuali successivi aggiornamenti.

8.4.1. Stati limite e probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli stati limite di esercizio che gli stati limite ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- Stato limite di operatività (SLO)
- Stato limite di danno (SLD)

Gli stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

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

8.4.2. **Categorie di sottosuolo**

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato basato sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio sono definite nella Tab. 3.2.II NTC. Nello specifico il terreno di fondazione si assume cautelativamente di categoria D.

8.4.3. **Condizioni topografiche**

Le condizioni topografiche valide per configurazioni superficiali semplici sono compendiate nella Tab. 3.2.III NTC. Nello specifico la superficie oggetto di intervento si assume di categoria T1.

8.4.4. **Valutazione dell'azione sismica**

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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Le forme spettrali sono definite a partire dai parametri a_g , F_0 , T_c^* su sito di riferimento rigido orizzontale desunti dagli allegati A e B al D.M. 14/01/2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4/2/2008, n.29 ed eventuali successivi aggiornamenti. Considerate le località in esame si assume quanto segue:

The screenshot displays a software interface for seismic site analysis. At the top, there are search options: "Ricerca per coordinate" (selected) and "Ricerca per comune". The coordinate search fields show LONGITUDINE: 10.2283 and LATITUDINE: 45.5257. The municipality search fields show REGIONE: Lombardia, PROVINCIA: Brescia, and COMUNE: Brescia. Below these are sections for "Elaborazioni grafiche" (Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri) and "Elaborazioni numeriche" (Tabella parametri). A central map of Italy shows a red dot indicating the site location. To the right of the map is a "Controllo sul reticolo" section with radio buttons for "Sito esterno al reticolo", "Interpolazione su 3 nodi", and "Interpolazione corretta". Below this is an "Interpolazione" dropdown menu set to "superficie rigata". At the bottom left, a "Nodi del reticolo intorno al sito" section shows a grid of nodes with coordinates (12053, 12054, 12275, 12276) and distances (7.5 km). A text box at the bottom right explains that the "Ricerca per comune" method uses ISTAT coordinates and notes that seismic actions can be significantly different from those of individual sites, recommending the "Ricerca per coordinate" method.

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N	<input type="text" value="50"/>	info
Coefficiente d'uso della costruzione - C_U	<input type="text" value="1.5"/>	info
Valori di progetto		
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R	<input type="text" value="75"/>	info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R		
Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{V_R} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{V_R} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{V_R} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{V_R} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>
Elaborazioni		
<input type="checkbox"/> Grafici parametri azione <input type="checkbox"/> Grafici spettri di risposta <input type="checkbox"/> Tabella parametri azione		
Strategia di progettazione		
LEGENDA GRAFICO ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie -.-.-■-.-.- Strategia scelta		

8.4.4.1. Criteri di progettazione e modellazione

La costruzione, in accordo con il § 7.2.2 NTC, è progettata con un comportamento strutturale “non dissipativo”. Nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico. L’analisi per calcolare la domanda sismica adottata è di tipo “lineare”.

8.4.4.2. Fattore di comportamento

Il fattore di comportamento adottato è determinato con l’espressione [7.3.2] NTC. Nello specifico si adotta un fattore di comportamento pari a 1.5 per strutture non dissipative.

Stato Limite		
Stato Limite considerato	<input type="text" value="SLV"/>	info
Risposta sismica locale		
Categoria di sottosuolo	<input type="text" value="D"/>	info
Categoria topografica	<input type="text" value="T1"/>	info
	$S_B = 1.768$	$C_D = 2.367$ info
	$h/H = 0.000$	$S_T = 1.000$ info
<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>		
Compon. orizzontale		
<input type="radio"/> Spettro di progetto elastico (SLE)	Smorzamento ξ (%)	<input type="text" value="5"/>
<input checked="" type="radio"/> Spettro di progetto inelastico (SLU)	Fattore q_0	<input type="text" value="1.5"/>
	Regol. in altezza	<input type="text" value="si"/>
Compon. verticale		
Spettro di progetto	Fattore q	<input type="text" value="1.5"/>
		$\eta = 0.667$ info
Elaborazioni		
<input type="checkbox"/> Grafici spettri di risposta <input type="checkbox"/> Parametri e punti spettri di risposta		
Spettri di risposta		
— Spettro di progetto - componente orizzontale — Spettro di progetto - componente verticale — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)		

La tabella che segue compendia i valori dei parametri sismici riferiti al sito in esame da utilizzarsi nella progettazione:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,051	2,462	0,229
SLD	75	0,066	2,461	0,252
SLV	712	0,173	2,437	0,279
SLC	1462	0,224	2,434	0,287

8.4.4.3. Tipologia strutturale

Trattasi di struttura a pareti estese debolmente armata per la quale vale quanto di cui al § 7.4.4.4 NTC e relativi rimandi alla Circolare esplicativa.

8.5. Azione della neve

●	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	Zona III Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia, Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $a_s \leq 200 \text{ m}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$ $a_s > 200 \text{ m}$

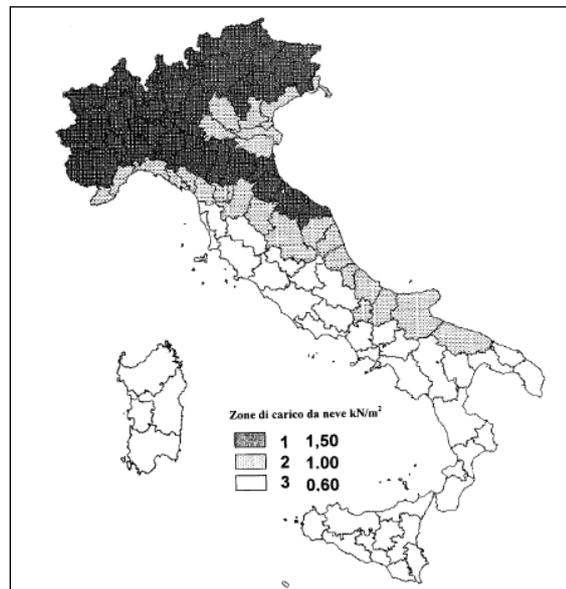
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i q_{sk} C_E C_t$
 μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	149
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.50

Coefficiente termico

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



Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
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

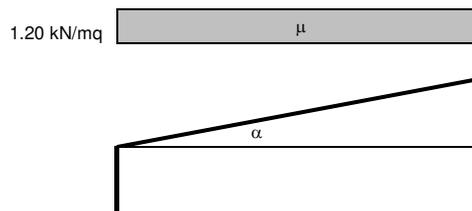
Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.50
--	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0.8
-------	-----



Ne consegue un valore caratteristico del carico neve pari a 1.20 kN/m².

8.6. Azione del vento

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0,01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			149
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ 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]			25,000
$\alpha_R (T_R)$			1,00073
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25,018



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

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

q_b [N/mq]	391,20
--------------	--------

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONA	1,2,3,4,5					
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	500m
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				
	costa	mare	2 km	10 km	30 km
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONA	7,8		
	mare	1,5 km	0,5 km
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

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

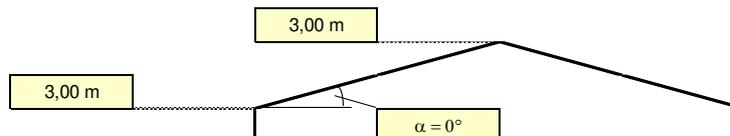
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
1	C	149

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

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

Cat. Esposiz.	k_f	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
III	0,2	0,1	5	1

z [m]	c_e
$z \leq 5$	1,708
$z = 3$	1,708
$z = 3$	1,708



Ne consegue un valore caratteristico della pressione del vento pari a 0.54 kN/m².

9. VERIFICA DELLA STRUTTURA

Segue la verifica degli elementi strutturali costituenti l'opera in oggetto e la verifica geotecnica delle opere di fondazione nelle ipotesi compiutamente descritte nei capitoli precedenti. In verde l'esito positivo delle singole verifiche. Le calcolazioni sono condotte con un l'ausilio di un foglio di calcolo redatto e testato dallo scrivente.

Di seguito si riporta la tabella delle combinazioni di carico utilizzate per le verifiche successive:

SLE	(Gfon + Gpar + Gcop + Pcop + Qfon + Qcop) · 1,00 = 1614,73 kN
Combinazione RARA	
SLU	(Gfon + Gpar + Gcop) · 1,30 + (Pcop + Qfon + Qcop) · 1,50 = 2238,69 kN
Combinazione FONDAMENTALE	
SLV	Gfon + Gpar + Gcop) · 1,00 + (Pcop) · 1,00 + (Qfon · ψ02 + Qcop · ψ02) · 1,00 = 1438,78 kN
Combinazione SISMICA	

9.1. Impianto tipo A

Vale per le località di Sulzano, Artogne, Erbanno, Piamborno, Ceto, Forno A. e per i passaggi a livello denominati PL70 e PL80.

Geometria della garitta

Lato 1 maggiore (direz. X)	L ₁	7,70	m
Lato 2 minore (direz. Y)	L ₂	5,50	m
Numero pareti 1 direzione X	n ₁	2	-
Numero pareti 2 direzione Y	n ₂	2	-
Altezza netta locali	h _{loc}	2,70	m
Altezza pavimento	h _{pav}	0,20	m
Altezza fondazione	h _{fon}	0,30	m
Sbordo fondazione	l _{fon}	0,20	m
Altezza copertura	h _{cop}	0,25	m
Sbordo copertura	l _{cop}	0,40	m
Spessore pareti	s	0,20	m

Dati sismici

Tipo di costruzione	Tipo	2	-
Vita nominale	V _N	50	anni
Classe d'uso	Classe	II	anni
Coefficiente d'uso	C _u	1,0	-
Categoria di sottosuolo	Cat. Sot.	E	-
Categoria topografica	Cat. Top.	T1	-
Accelerazione massima al sito	a _{g/g}	0,173	-
Fattore di amplificazione dello spettro	F ₀	2,437	-
Periodo velocità costante dello spettro	T* _c	0,279	sec

Periodi significativi dello spettro	T _B	0,178	sec	§ 7.3.3.2 NTC Analisi statica lineare OK
	T _C	0,535	sec	
	T _D	2,292	sec	
Stima periodo primo modo	T ₁	0,118	sec	
Spettro di risposta elastico	S _e (T ₁)	0,541	g	
Fattore di comportamento non dissipativo	q _{ND}	1,5	-	
Spettro di risposta di progetto	S _d (T ₁)	0,360	g	

Analisi dei carichi

Peso proprio pavimentazione	p _{pav}	0,50	kN/m ²	
Carico permanente pavimentazione	g _{2pav}	0,00	kN/m ²	
Carico d'uso pavimentazione	q _{pav}	15,00	kN/m ²	0,80 ψ ₀₂
Peso proprio copertura	p _{cop}	3,50	kN/m ²	
Carico permanente copertura	g _{2cop}	1,40	kN/m ²	
Carico d'uso copertura	q _{cop}	1,20	kN/m ²	0,00 ψ ₀₂
Vento	p _w	0,54	kN/m ²	0,00 ψ ₀₂
Sisma elementi secondari	F _a	1,21	kN/m ²	

Calcolo sollecitazioni

1. *Pesi propri*

	Caratt.	SLU	SLV	
G _{fon}	358,43	465,95	358,43	kN
G _{par}	371,20	482,56	371,20	kN
G _{cop}	187,43	243,65	187,43	kN
P _{fon}	0,00	0,00	0,00	kN
P _{par}	0,00	0,00	0,00	kN
P _{cop}	74,97	112,46	74,97	kN
Q _{fon}	558,45	837,68	446,76	kN
Q _{par}	0,00	0,00	0,00	kN
Q _{cop}	64,26	96,39	0,00	kN
Totali	1614,73	2238,69	1438,78	kN

2. *Carichi permanenti*

3. *Carichi variabili*

Analisi sismica SLV

Massa sismica totale	W	1080,36	kN	
Massa sismica copertura	W _{cop}	262,40	kN	
Massa sismica pareti	W _{par}	371,20	kN	
Massa sismica pavimento	W _{pav}	446,76	kN	
Tagliante sismico totale	F _h	331,00	kN	
Taglio livello copertura	F _{cop}	190,84	kN	Z _{cop} 3,03 m
Taglio livello pareti	F _{par}	129,41	kN	Z _{par} 1,45 m
Taglio livello pavimento	F _{pav}	10,74	kN	Z _{pav} 0,10 m
Momento sismico al piede di progetto X=Y	M _{Ed,xx=yy}	766,02	kNm	
Taglio sismico al piede di progetto X=Y	V _{Ed,xx=yy}	413,75	kNm	

Analisi vento SLU

Peso totale	W	2238,69	kN
Peso	W _{cop}	452,50	kN

copertura			
Peso pareti	W_{par}	482,56	kN
Peso pavimento	W_{pav}	1303,63	kN
Tagliante vento direzione X	$F_{w,x}$	16,84	kN
Tagliante vento direzione Y	$F_{w,y}$	23,58	kN
Momento vento di progetto intorno a X	$M_{Ed,xx}$	37,13	kNm
Momento vento di progetto intorno a Y	$M_{Ed,yy}$	26,52	kNm

Riepilogo sollecitazioni fondazioni per verifiche GEO

Comb.	Platea	L_i [m]	B_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	Unica	8,10	5,90	1438,78	229,81	766,02	124,12	413,75	0,00
SLU	Unica	8,10	5,90	2238,69	0,00	37,13	0,00	23,58	0,00

Riepilogo sollecitazioni fondazioni per verifiche STR (striscia unitaria)

Comb.	Platea	L [m]	B_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	Unica	5,30	1,00	0,00	0,00	76,18	0,00	0,00	74,16
SLU	Unica	5,30	1,00	0,00	0,00	130,00	0,00	0,00	98,81

Riepilogo sollecitazioni pareti per verifiche STR

Comb.	Parete	Direzione	L_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	L1	X	7,50	124,19	385,50	0,00	206,87	0,00	0,00
	L2	Y	5,30	82,24	0,00	385,50	0,00	206,87	0,00
SLU	L1	X	7,50	162,32	0,00	11,11	0,00	9,90	0,00
	L2	Y	5,30	107,22	7,76	0,00	7,07	0,00	0,00

Riepilogo sollecitazioni solaio (travetto)

Comb.	Travetto	L [m]	B_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	Tipo	5,30	0,50	0,00	0,00	8,60	0,00	0,00	6,49
SLU	Tipo	5,30	0,50	0,00	0,00	14,84	0,00	0,00	11,20

Verifiche tipologiche pareti estese debolmente armate

§ 7.4.3.1

NTC

T_1	0,118	sec
T_c	0,535	sec
	OK	

§ 7.4.6.1.4 NTC

s	0,20	m
s_{min}	0,15	m
	OK	

§ 5.1.2

EC2

L_{min}	5,50	m
H	2,90	m
	OK	

§ 4.1.2.3.9.2 NTC

Classe	C25/30	MPa
l_0	2900	mm
i	58	mm
A_c	200000	mm ²
N_{Ed}	21,64	kN

§ 7.4.6.2.4 NTC

$\Phi_{s,v}$	10	mm
$S_{s,v}$	200	mm
$A_{s,v}$	785	mm ² /m
$\Phi_{s,o}$	10	mm
$S_{s,o}$	200	mm

Verifica tipologica:
Struttura a pareti estese debolmente armate

v	0,008	-
λ	50	-
λ_{lim}	285	-
	OK	

$A_{s,o}$	785	mm ² /m
	OK	

Verifica STR delle sezioni significative

Fondazioni: sezione unitaria

Base	b	1,00	m
Altezza	h	0,30	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio inferiore compresso	$\Phi_{s,inf}$	16	mm
Passo acciaio inferiore compresso	$S_{s,inf}$	250	mm
Diametro acciaio superiore teso	$\Phi_{s,sup}$	16	mm
Passo acciaio superiore teso	$S_{s,sup}$	125	mm

Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	76,18	kNm/m
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	208,71	MPa
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-5,19	MPa
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	74,16	kN/m

$\sigma_{s,ela}$	391,30	MPa	OK
$\sigma_{c,ela}$	14,11	MPa	OK
$V_{Rd,SLV}$	146,20	kN/m	OK

Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	130,00	kNm/m
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	98,81	kN/m

$M_{Rd,SLU}$	151,17	kNm/m	OK
$V_{Rd,SLU}$	146,20	kN/m	OK

Solaio: travetto tipo

Base	b	0,12	m
Altezza	h	0,25	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio inferiore	$\Phi_{s,inf}$	12	mm
Barre acciaio inferiore	$n_{s,inf}$	2	-
Diametro acciaio superiore	$\Phi_{s,sup}$	0	mm
Barre acciaio superiore	$n_{s,sup}$	0	mm

Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	8,60	kNm
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	212,05	MPa
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-7,69	MPa
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	6,49	kN

$\sigma_{s,ela}$	391,30	MPa	OK
$\sigma_{c,ela}$	14,11	MPa	OK
$V_{Rd,SLV}$	16,96	kN	OK

Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	14,84	kNm
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	11,20	kN

$M_{Rd,SLU}$	16,63	kNm	OK
$V_{Rd,SLU}$	16,96	kN	OK

Pareti L₂ comportamento nel piano

Base	b	0,20	m
Altezza	h	5,50	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio	$\Phi_{s,v}$	10	mm
Passo acciaio	$S_{s,v}$	250	mm

Assiale agente SLV	$N_{Ed,SLV}$	82,24	kN
--------------------	--------------	--------------	----

$N_{Rd,SLV}$	12416,80	kN	OK
--------------	-----------------	----	-----------

Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	385,50	kNm			
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	68,72	MPa	$\sigma_{s,ela}$	391,30	MPa OK
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-0,92	MPa	$\sigma_{c,ela}$	14,11	MPa OK
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	206,87	kN	$V_{Rd,SLV}$	283,23	kN OK
Scorrimento	$H_{Ed,SLV}$	206,87	kN	V_{dd}	333,81	kN OK

Assiale agente SLU	$N_{Ed,SLU}$	107,22	kN	$N_{Rd,SLU}$	12416,80	kN OK
Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	7,76	kNm	$M_{Rd,SLU}$	1617,31	kNm OK
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	7,07	kN	$V_{Rd,SLU}$	283,23	kN OK

Pareti L1 comportamento fuori piano

Base	b	1,00	m
Altezza	h	0,20	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio	$\Phi_{s,h}$	10	mm
Passo acciaio	$s_{s,h}$	250	mm

Assiale agente SLV	$N_{Ed,SLV}$	124,19	kN/m	$N_{Rd,SLV}$	2257,60	kN/m OK
Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	8,51	kNm/m			
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	22,15	MPa	$\sigma_{s,ela}$	391,30	MPa OK
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-2,05	MPa	$\sigma_{c,ela}$	14,11	MPa OK
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	4,54	kN/m	$V_{Rd,SLV}$	83,82	kN/m OK
Scorrimento	$H_{Ed,SLV}$	4,54	kN/m			

Assiale agente SLU	$N_{Ed,SLU}$	162,32	kN/m	$N_{Rd,SLU}$	2257,60	kN/m OK
Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	5,70	kNm/m	$M_{Rd,SLU}$	34,23	kNm/m OK
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	2,03	kN/m	$V_{Rd,SLU}$	83,82	kN/m OK

Verifica GEO

fondazioni

Densità terreno di fondazione	γ	17,00	kN/m ³
Angolo di attrito terreno di fondazione	ϕ	28	deg
Dimensione massima platea	L	8,10	m
Dimensione minima platea	B	5,90	m
Altezza platea	h	0,30	m
Profondità piano di appoggio	D	0,30	m

Azione assiale SLV	$N_{Ed,z}$	1438,78	kN			
Momento xx SLV	$M_{Ed,xx}$	766,02	kNm			
Momento yy SLV	$M_{Ed,yy}$	229,81	kNm			
Taglio x SLV	$V_{Ed,x}$	124,12	kN			
Taglio y SLV	$V_{Ed,y}$	413,75	kN			
Carico limite	q_{lim}	0,26	MPa			
Pressione sollecitante SLV	q_{Ed}	0,04	MPa	q_{Rd}	0,11	MPa OK
Scorrimento sollecitante SLV	H_{Ed}	431,96	kN	H_{Rd}	695,47	kN OK

Azione assiale SLU	$N_{Ed,z}$	2238,69	kN		
Momento xx SLU	$M_{Ed,xx}$	37,13	kNm		
Momento yy SLU	$M_{Ed,yy}$	0,00	kNm		
Taglio x SLU	$V_{Ed,x}$	0,00	kN		
Taglio y SLU	$V_{Ed,y}$	23,58	kN		
Carico limite	q_{lim}	0,68	MPa		
Pressione sollecitante SLU	q_{Ed}	0,06	MPa	q_{Rd}	0,30 MPa OK
Scorrimento sollecitante SLU	H_{Ed}	23,58	kN	H_{Rd}	1307,35 kN OK

Verifica a fessurazione – Solaio

Data la fase progettuale, le verifiche a fessurazione vengono svolte in via cautelativa considerando una combinazione rara.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	250	[mm]
Larghezza della sezione	b	120	[mm]
Altezza utile della sezione	d	220	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	30	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	24	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	2	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	12	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{vf,1}$	226	[mm ²]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{vf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	25	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2,6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31476	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	238,5	[MPa]
Asse neutro della sezione	x	4,59	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lung.	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_s	6,35	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	226	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	9000	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	9816	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	15000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	9000	[mm ²]

Di seguito si riporta il calcolo della tensione nelle barre di armatura e la posizione dell'asse neutro:

Titolo : **Travetto garitta Tipo A**

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	5	1	2,26	21,4
2	12	20			

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

Sollecitazioni
 S.L.U. → Metodo n
 ←
 N Ed kN
 M xEd kNm
 M yEd

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

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

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 [?]
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -4,346 N/mm²
 σ_s 238,5 N/mm²
 ϵ_s 1,193 ‰
 d 21,4 cm
 x 4,594 x/d 0,2147
 δ 0,7083

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso
 Resistenza efficace media del calcestruzzo
 Fattore di durata del carico

$p_{p,eff}$	0,02513 [-]
$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
k_t	0,4 [-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0,000716 [-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000956 [-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0,000956 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)
 Diametro equivalente delle barre
 Spaziatura massima di riferimento
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

s	150 [mm]
ϕ_{eq}	12,00 [mm]
$s_{max,rif}$	150 [mm]
k_1	0,800 [-]
k_2	1,000 [-]
k_3	3,400 [-]
k_4	0,425 [-]

Distanza massima tra le fessure

$s_{r,max.1}$	244 [mm]
$s_{r,max.2}$	319 [mm]
$s_{r,max}$	244 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente
 Ampiezza delle fessure (di calcolo)

$w_{k,lim}$	0,30 [mm]
w_k	0,23 [mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Verifica a fessurazione – Fondazione (striscia unitaria)

Data la fase progettuale, le verifiche a fessurazione vengono svolte in via cautelativa considerando una combinazione rara

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 300 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 270 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 30 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 32 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,1} 9 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,1} 16 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,1} 1810 [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,2} 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,2} 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,2} 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} 25 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 31476 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s 202,1 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 95,18 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga ▾
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e 6,35 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 1810 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff.1} 75000 [mm ²] A _{c,eff.2} 68273 [mm ²] A _{c,eff.3} 150000 [mm ²] A _{c,eff.min} 68273 [mm ²]

Di seguito si riporta il calcolo della tensione nelle barre di armatura e la posizione dell'asse neutro:

Titolo: **Fondazio igaritta Tipo A**

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	18,10	26,2

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed: 0 kN
M xEd: 0 kNm
M yEd: 0 kNm

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

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

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} 57,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,9 [?]
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -7,685 N/mm²
 σ_s 202,1 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,02650 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[e_{sm}-e_{cm}]_{min}$	0,000606 [-]
	$[e_{sm}-e_{cm}]_{calc.}$	0,000784 [-]
	$[e_{sm}-e_{cm}]$	0,000784 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	150 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	16,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	200 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800 [-]
	k_2	1,000 [-]
	k_3	3,400 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$	314 [mm]
	$s_{r,max.2}$	266 [mm]
	$s_{r,max}$	314 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,25 [mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

La verifica a fessurazione della fondazione risulta soddisfatta.

Verifica a fessurazione – Pareti

Il momento flettente sollecitante nella combinazione SLE rara è molto minore rispetto al momento resistente ($M_{Ed} = 5,70$ kNm, $M_{Rd} = 31,90$ kNm). Pertanto, la verifica a fessurazione risulta direttamente soddisfatta.

9.2. Impianto tipo B

Vale per le località di Toline, Sellero e Sonico.

Geometria della garitta

Lato 1 maggiore (direz. X)	L ₁	7,70	m
Lato 2 minore (direz. Y)	L ₂	3,90	m
Numero pareti 1 direzione X	n ₁	2	-
Numero pareti 2 direzione Y	n ₂	2	-
Altezza netta locali	h _{loc}	2,70	m
Altezza pavimento	h _{pav}	0,20	m
Altezza fondazione	h _{fon}	0,30	m
Sbordo fondazione	l _{fon}	0,20	m
Altezza copertura	h _{cop}	0,25	m
Sbordo copertura	l _{cop}	0,40	m
Spessore pareti	s	0,20	m

Dati sismici

Tipo di costruzione	Tipo	2	-
Vita nominale	V _N	50	anni
Classe d'uso	Classe	II	anni
Coefficiente d'uso	C _u	1,0	-
Categoria di sottosuolo	Cat. Sot.	E	-
Categoria topografica	Cat. Top.	T1	-
Accelerazione massima al sito	a _{g/g}	0,173	-
Fattore di amplificazione dello spettro	F ₀	2,437	-
Periodo velocità costante dello spettro	T* _C	0,279	sec
	T _B	0,178	sec
Periodi significativi dello spettro	T _C	0,535	sec
	T _D	2,292	sec
Stima periodo primo modo	T ₁	0,118	sec
Spettro di risposta elastico	S _e (T ₁)	0,541	g
Fattore di comportamento non dissipativo	q _{ND}	1,5	-
Spettro di risposta di progetto	S _d (T ₁)	0,360	g

§ 7.3.3.2

NTC

Analisi statica lineare

OK

Analisi dei carichi

Peso proprio pavimentazione	p _{pav}	0,50	kN/m ²	
Carico permanente pavimentazione	g _{2pav}	0,00	kN/m ²	
Carico d'uso pavimentazione	q _{pav}	15,00	kN/m ²	0,80 ψ ₀₂
Peso proprio copertura	p _{cop}	3,50	kN/m ²	
Carico permanente copertura	g _{2cop}	1,40	kN/m ²	
Carico d'uso copertura	q _{cop}	1,20	kN/m ²	0,00 ψ ₀₂
Vento	p _w	0,54	kN/m ²	0,00 ψ ₀₂
Sisma elementi secondari	F _a	1,21	kN/m ²	

Calcolo sollecitazioni

	Caratt.	SLU	SLV	
1. <i>Pesi propri</i>	G_{fon}	261,23	339,59	261,23 kN
	G_{par}	324,80	422,24	324,80 kN
	G_{cop}	139,83	181,77	139,83 kN
2. <i>Carichi permanenti</i>	P_{fon}	0,00	0,00	0,00 kN
	P_{par}	0,00	0,00	0,00 kN
	P_{cop}	55,93	83,90	55,93 kN
3. <i>Carichi variabili</i>	Q_{fon}	383,25	574,88	306,60 kN
	Q_{par}	0,00	0,00	0,00 kN
	Q_{cop}	47,94	71,91	0,00 kN
Totali		1212,97	1674,29	1088,38 kN

Analisi sismica SLV

Massa sismica totale	W	827,16	kN	
Massa sismica copertura	W_{cop}	195,76	kN	
Massa sismica pareti	W_{par}	324,80	kN	
Massa sismica pavimento	W_{pav}	306,60	kN	
Tagliante sismico totale	F_h	253,42	kN	
Taglio livello copertura	F_{cop}	137,20	kN	Z_{cop} 3,03 m
Taglio livello pareti	F_{par}	109,12	kN	Z_{par} 1,45 m
Taglio livello pavimento	F_{pav}	7,10	kN	Z_{pav} 0,10 m
Momento sismico al piede di progetto X=Y	$M_{Ed,xx=yy}$	573,96	kNm	
Taglio sismico al piede di progetto X=Y	$V_{Ed,xx=yy}$	316,78	kNm	

Analisi vento SLU

Peso totale	W	1674,29	kN
Peso copertura	W_{cop}	337,58	kN
Peso pareti	W_{par}	422,24	kN
Peso pavimento	W_{pav}	914,47	kN
Tagliante vento direzione X	$F_{w,x}$	11,94	kN
Tagliante vento direzione Y	$F_{w,y}$	23,58	kN
Momento vento di progetto intorno a X	$M_{Ed,xx}$	37,13	kNm
Momento vento di progetto intorno a Y	$M_{Ed,yy}$	18,81	kNm

Riepilogo sollecitazioni fondazioni per verifiche GEO

Comb.	Platea	L_i [m]	B_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	Unica	8,10	4,30	1088,38	172,19	573,96	95,03	316,78	0,00
SLU	Unica	8,10	4,30	1674,29	0,00	37,13	0,00	23,58	0,00

Riepilogo sollecitazioni fondazioni per verifiche STR (striscia unitaria)

Comb.	Platea	L[m]	B_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	Unica	3,70	1,00	0,00	0,00	40,47	0,00	0,00	56,57
SLU	Unica	3,70	1,00	0,00	0,00	63,81	0,00	0,00	69,88

Riepilogo sollecitazioni pareti per verifiche STR

Comb.	Parete	Direzione	L_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	L_1	X	7,50	120,27	289,39	0,00	158,39	0,00	0,00

	L ₂	Y	3,70	59,04	0,00	289,39	0,00	158,39	0,00
SLU	L ₁	X	7,50	157,00	0,00	11,00	0,00	9,90	0,00
	L ₂	Y	3,70	77,06	5,52	0,00	5,01	0,00	0,00

Riepilogo sollecitazioni solaio (travetto)

Comb.	Travetto	L[m]	B _i [m]	N _z [kN]	M _{yy} [kNm]	M _{xx} [kNm]	V _x [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]
SLV	Tipo	3,70	0,50	0,00	0,00	4,19	0,00	0,00	4,53
SLU	Tipo	3,70	0,50	0,00	0,00	7,23	0,00	0,00	7,82

Verifiche tipologiche pareti estese debolmente armate

§ 7.4.3.1 NTC

T ₁	0,118	sec
T _c	0,535	sec
	OK	

§ 7.4.6.1.4 NTC

s	0,20	m
s _{min}	0,15	m
	OK	

§ 5.1.2 EC2

L _{min}	3,90	m
H	2,90	m
	OK	

§ 4.1.2.3.9.2 NTC

Classe	C25/30	MPa
l ₀	2900	mm
i	58	mm
A _c	200000	mm ²
N _{Ed}	20,93	kN
v	0,007	-
λ	50	-
λ _{lim}	290	-
	OK	

§ 7.4.6.2.4 NTC

Φ _{s,v}	10	mm
s _{s,v}	200	mm
A _{s,v}	785	mm ² /m
Φ _{s,o}	10	mm
s _{s,o}	200	mm
A _{s,o}	785	mm ² /m
	OK	

Verifica tipologica:
Struttura a pareti estese debolmente armate

Verifica STR delle sezioni significative

Fondazioni: sezione unitaria

Base	b	1,00	m
Altezza	h	0,30	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio inferiore compresso	Φ _{s,inf}	16	mm
Passo acciaio inferiore compresso	s _{s,inf}	250	mm
Diametro acciaio superiore teso	Φ _{s,sup}	16	mm
Passo acciaio superiore teso	s _{s,sup}	125	mm

Momento agente SLV	M _{Ed,SLV}	40,47	kNm/m
Massima tensione acciaio SLV	σ _{s,max}	110,89	MPa
Massima tensione calcestruzzo SLV	σ _{c,max}	-2,76	MPa
Taglio agente SLV	V _{Ed,SLV}	56,57	kN/m

σ _{s,ela}	391,30	MPa	OK
σ _{c,ela}	14,11	MPa	OK
V _{Rd,SLV}	146,20	kN/m	OK

Momento agente SLU	M _{Ed,SLU}	63,81	kNm/m
Taglio agente SLU	V _{Ed,SLU}	69,88	kN/m

M _{Rd,SLU}	151,17	kNm/m	OK
V _{Rd,SLU}	146,20	kN/m	OK

Solaio: travetto tipo

Base	b	0,12	m
Altezza	h	0,25	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio inferiore	Φ _{s,inf}	12	mm

Barre acciaio inferiore	$n_{s,inf}$	2	-
Diametro acciaio superiore	$\Phi_{s,sup}$	0	mm
Barre acciaio superiore	$n_{s,sup}$	0	mm

Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	4,19	kNm			
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	103,35	MPa	$\sigma_{s,ela}$	391,30 MPa	OK
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-3,75	MPa	$\sigma_{c,ela}$	14,11 MPa	OK
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	4,53	kN	$V_{Rd,SLV}$	16,96 kN	OK

Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	7,23	kNm	$M_{Rd,SLU}$	16,63 kNm	OK
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	7,82	kN	$V_{Rd,SLU}$	16,96 kN	OK

Pareti L₂ comportamento nel piano

Base	b	0,20	m
Altezza	h	3,90	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio	$\Phi_{s,v}$	10	mm
Passo acciaio	$S_{s,v}$	250	mm

Assiale agente SLV	$N_{Ed,SLV}$	59,04	kN	$N_{Rd,SLV}$	8804,64 kN	OK
Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	289,39	kNm			
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	124,72	MPa	$\sigma_{s,ela}$	391,30 MPa	OK
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-1,39	MPa	$\sigma_{c,ela}$	14,11 MPa	OK
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	158,39	kN	$V_{Rd,SLV}$	207,14 kN	OK
Scorrimento	$H_{Ed,SLV}$	158,39	kN	V_{dd}	236,70 kN	OK

Assiale agente SLU	$N_{Ed,SLU}$	77,06	kN	$N_{Rd,SLU}$	8804,64 kN	OK
Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	5,52	kNm	$M_{Rd,SLU}$	848,64 kNm	OK
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	5,01	kN	$V_{Rd,SLU}$	207,14 kN	OK

Pareti L₁ comportamento fuori piano

Base	b	1,00	m
Altezza	h	0,20	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio	$\Phi_{s,h}$	10	mm
Passo acciaio	$S_{s,h}$	250	mm

Assiale agente SLV	$N_{Ed,SLV}$	120,27	kN/m	$N_{Rd,SLV}$	2257,60 kN/m	OK
Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	8,51	kNm/m			
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	24,69	MPa	$\sigma_{s,ela}$	391,30 MPa	OK
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-2,06	MPa	$\sigma_{c,ela}$	14,11 MPa	OK
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	4,54	kN/m	$V_{Rd,SLV}$	83,82 kN/m	OK
Scorrimento	$H_{Ed,SLV}$	4,54	kN/m			

Assiale agente SLU	$N_{Ed,SLU}$	157,00	kN/m	$N_{Rd,SLU}$	2257,60 kN/m	OK
Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	5,70	kNm/m	$M_{Rd,SLU}$	33,85 kNm/m	OK
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	2,03	kN/m	$V_{Rd,SLU}$	83,82 kN/m	OK

Verifica GEO fondazioni

Densità terreno di fondazione	γ	17,00	kN/m ³
Angolo di attrito terreno di fondazione	ϕ	28	deg

Dimensione massima platea	L	8,10	m
Dimensione minima platea	B	4,30	m
Altezza platea	h	0,30	m
Profondità piano di appoggio	D	0,30	m

Azione assiale SLV	N _{Ed,z}	1088,38	kN
Momento xx SLV	M _{Ed,xx}	573,96	kNm
Momento yy SLV	M _{Ed,yy}	172,19	kNm
Taglio x SLV	V _{Ed,x}	95,03	kN
Taglio y SLV	V _{Ed,y}	316,78	kN
Carico limite	q _{lim}	0,20	MPa
Pressione sollecitante SLV	q _{Ed}	0,04	MPa
Scorrimento sollecitante SLV	H _{Ed}	330,73	kN

q _{Rd}	0,09	MPa	OK
H _{Rd}	526,09	kN	OK

Azione assiale SLU	N _{Ed,z}	1674,29	kN
Momento xx SLU	M _{Ed,xx}	37,13	kNm
Momento yy SLU	M _{Ed,yy}	0,00	kNm
Taglio x SLU	V _{Ed,x}	0,00	kN
Taglio y SLU	V _{Ed,y}	23,58	kN
Carico limite	q _{lim}	0,56	MPa
Pressione sollecitante SLU	q _{Ed}	0,06	MPa
Scorrimento sollecitante SLU	H _{Ed}	23,58	kN

q _{Rd}	0,24	MPa	OK
H _{Rd}	973,45	kN	OK

Verifica a fessurazione – Solaio

Data la fase progettuale, le verifiche a fessurazione vengono svolte in via cautelativa considerando una combinazione rara.

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 250 [mm]
Larghezza della sezione	b = 120 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 220 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 30 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 24 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,1} = 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,1} = 12 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,1} = 226 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{f,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,2} = 0 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 25 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 2,6 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 31476 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 116,2 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 45,94 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga ▾
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e = 6,35 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 226 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{co,eff.1} = 9000 [mm ²]
	A _{co,eff.2} = 8162 [mm ²]
	A _{co,eff.3} = 15000 [mm ²]
	A _{co,eff.min} = 8162 [mm ²]

Di seguito si riporta il calcolo della tensione nelle barre di armatura e la posizione dell'asse neutro:

Titolo: Travetto garitta Tipo A

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	5	1	2,26	21,4
2	12	20			

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -2,118 N/mm²
 σ_s: 116,2 N/mm²
 ε_s: 0,5812 ‰
 d: 21,4 cm
 x: 4,594 x/d: 0,2147
 δ: 0,7083

Verifica N° iterazioni: 4
 Precompresso

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$	0,02771 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_t	0,4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0,000349 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000363 [-]
	$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0,000363 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s	150 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq}	12,00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,rif}$	150 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1	0,800 [-]
	k_2	1,000 [-]
	k_3	3,400 [-]
	k_4	0,425 [-]

Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max.1}$	229 [mm]
	$s_{r,max.2}$	265 [mm]
	$s_{r,max}$	229 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	0,08 [mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

La verifica a fessurazione del solaio risulta soddisfatta.

Verifica a fessurazione – Fondazione

Data la fase progettuale, le verifiche a fessurazione vengono svolte in via cautelativa considerando una combinazione rara.

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione

Altezza della sezione	h	1000	[mm]
Larghezza della sezione	b	300	[mm]
Altezza utile della sezione	d	270	[mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d'	30	[mm]
Ricoprimento dell'armatura	c	32	[mm]
Armatura tesa ordinaria			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,1}$	9	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,1}$	16	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,1}$	1810	[mm ²]
Armatura tesa di infittimento			
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{f,2}$	0	[-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{f,2}$	0	[mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{sf,2}$	0	[mm ²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f_{ck}	25	[MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm}	2,6	[MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm}	31476	[MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk}	450	[MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	99,9	[MPa]
Asse neutro della sezione	X	95,1	[mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α_e	6,35	[-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s	1810	[mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$	547500	[mm ²]
	$A_{c,eff,2}$	90490	[mm ²]
	$A_{c,eff,3}$	150000	[mm ²]
	$A_{c,eff,min}$	90490	[mm ²]

Di seguito si riporta il calcolo della tensione nelle barre di armatura e la posizione dell'asse neutro:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	18,1	26,2

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

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

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{cu} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d 26,2 cm
 x 9,518 x/d 0,3633
 δ 0,8941

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso
 Resistenza efficace media del calcestruzzo
 Fattore di durata del carico

$p_{p,eff}$	0,02000 [-]
$f_{ct,eff}$	2,6 [MPa]
k_t	0,4 [-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{min}$	0,000300 [-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]_{calc.}$	0,000210 [-]
$[\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}]$	0,000300 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)
 Diametro equivalente delle barre
 Spaziatura massima di riferimento
 Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

s	<input type="text" value="150"/> [mm]
ϕ_{eq}	16,00 [mm]
$s_{max,rif}$	200 [mm]
k_1	<input type="text" value="0,800"/> [-]
k_2	<input type="text" value="1,000"/> [-]
k_3	<input type="text" value="3,400"/> [-]
k_4	<input type="text" value="0,425"/> [-]

Distanza massima tra le fessure

$s_{r,max.1}$	381 [mm]
$s_{r,max.2}$	1176 [mm]
$s_{r,max}$	381 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$	<input type="text" value="0,30"/> [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k	<input type="text" value="0,11"/> [mm]

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

La verifica a fessurazione della fondazione risulta soddisfatta.

Verifica a fessurazione – Pareti

Il momento flettente sollecitante nella combinazione SLE rara è molto minore rispetto al momento resistente ($M_{Ed} = 5,70$ kNm, $M_{Rd} = 31,51$ kNm). Pertanto, la verifica a fessurazione risulta direttamente soddisfatta.

9.3. Impianto tipo C

Vale per il passaggio a livello denominato PL6.

Geometria della garitta

Lato 1 maggiore (direz. X)	L ₁	6,90	m
Lato 2 minore (direz. Y)	L ₂	3,20	m
Numero pareti 1 direzione X	n ₁	2	-
Numero pareti 2 direzione Y	n ₂	2	-
Altezza netta locali	h _{loc}	2,70	m
Altezza pavimento	h _{pav}	0,20	m
Altezza fondazione	h _{fon}	0,30	m
Sbordo fondazione	l _{fon}	0,20	m
Altezza copertura	h _{cop}	0,25	m
Sbordo copertura	l _{cop}	0,40	m
Spessore pareti	s	0,20	m

Dati sismici

Tipo di costruzione	Tipo	2	-
Vita nominale	V _N	50	anni
Classe d'uso	Classe	II	anni
Coefficiente d'uso	C _u	1,0	-
Categoria di sottosuolo	Cat. Tot.	E	-
Categoria topografica	Cat. Top.	T1	-
Accelerazione massima al sito	a _{g/g}	0,173	-
Fattore di amplificazione dello spettro	F ₀	2,437	-
Periodo velocità costante dello spettro	T ^{*c}	0,279	sec
	T _B	0,178	sec
Periodi significativi dello spettro	T _C	0,535	sec
	T _D	2,292	sec
Stima periodo primo modo	T ₁	0,118	sec
Spettro di risposta elastico	S _e (T ₁)	0,541	g
Fattore di comportamento non dissipativo	q _{ND}	1,5	-
Spettro di risposta di progetto	S _d (T ₁)	0,360	g

§ 7.3.3.2

NTC

Analisi statica lineare

OK

Analisi dei carichi

Peso proprio pavimentazione	p _{pav}	0,50	kN/m ²	
Carico permanente pavimentazione	g _{2pav}	0,00	kN/m ²	
Carico d'uso pavimentazione	q _{pav}	15,00	kN/m ²	0,80 ψ ₀₂
Peso proprio copertura	p _{cop}	3,50	kN/m ²	
Carico permanente copertura	g _{2cop}	1,40	kN/m ²	
Carico d'uso copertura	q _{cop}	1,20	kN/m ²	0,00 ψ ₀₂
Vento	p _w	0,54	kN/m ²	0,00 ψ ₀₂
Sisma elementi secondari	F _a	1,21	kN/m ²	

Calcolo sollecitazioni

	Caratt.	SLU	SLV		
1. <i>Pesi propri</i>	G_{fon}	197,10	256,23	197,10	kN
	G_{par}	281,30	365,69	281,30	kN
	G_{cop}	107,80	140,14	107,80	kN
2. <i>Carichi permanenti</i>	P_{fon}	0,00	0,00	0,00	kN
	P_{par}	0,00	0,00	0,00	kN
	P_{cop}	43,12	64,68	43,12	kN
3. <i>Carichi variabili</i>	Q_{fon}	273,00	409,50	218,40	kN
	Q_{par}	0,00	0,00	0,00	kN
	Q_{cop}	36,96	55,44	0,00	kN
	Totali	939,28	1291,68	847,72	kN

Analisi sismica SLV

Massa sismica totale	W	650,62	kN	
Massa sismica copertura	W_{cop}	150,92	kN	
Massa sismica pareti	W_{par}	281,30	kN	
Massa sismica pavimento	W_{pav}	218,40	kN	
Tagliante sismico totale	F_h	199,34	kN	
Taglio livello copertura	F_{cop}	102,68	kN	Z_{cop} = 3,03 m
Taglio livello pareti	F_{par}	91,74	kN	Z_{par} = 1,45 m
Taglio livello pavimento	F_{pav}	4,91	kN	Z_{pav} = 0,10 m
Momento sismico al piede di progetto X=Y	$M_{Ed,xx=yy}$	444,13	kNm	
Taglio sismico al piede di progetto X=Y	$V_{Ed,xx=yy}$	249,17	kNm	

Analisi vento SLU

Peso totale	W	1291,68	kN
Peso copertura	W_{cop}	260,26	kN
Peso pareti	W_{par}	365,69	kN
Peso pavimento	W_{pav}	665,73	kN
Tagliante vento direzione X	$F_{w,x}$	9,80	kN
Tagliante vento direzione Y	$F_{w,y}$	21,13	kN
Momento vento di progetto intorno a X	$M_{Ed,xx}$	33,27	kNm
Momento vento di progetto intorno a Y	$M_{Ed,yy}$	15,43	kNm

Riepilogo sollecitazioni fondazioni per verifiche GEO

Comb.	Platea	L_i [m]	B_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	Unica	7,30	3,60	847,72	133,24	444,13	74,75	249,17	0,00
SLU	Unica	7,30	3,60	1291,68	0,00	33,27	0,00	21,13	0,00

Riepilogo sollecitazioni fondazioni per verifiche STR (striscia unitaria)

Comb.	Platea	L [m]	B_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	Unica	3,00	1,00	0,00	0,00	29,55	0,00	0,00	51,15
SLU	Unica	3,00	1,00	0,00	0,00	42,66	0,00	0,00	57,90

Riepilogo sollecitazioni pareti per verifiche STR

Comb.	Parete	Direzione	L_i [m]	N_z [kN]	M_{yy} [kNm]	M_{xx} [kNm]	V_x [kN]	V_y [kN]	V_z [kN]
SLV	L ₁	X	6,70	106,95	224,20	0,00	124,58	0,00	0,00
	L ₂	Y	3,00	48,89	0,00	224,20	0,00	124,58	0,00
SLU	L ₁	X	6,70	139,60	0,00	9,83	0,00	8,87	0,00

	L ₂	Y	3,00	63,87	4,54	0,00	4,11	0,00	0,00
--	----------------	---	------	-------	------	------	------	------	------

Riepilogo sollecitazioni solaio (travetto)

Comb.	Travetto	L[m]	B _i [m]	N _z [kN]	M _{yy} [kNm]	M _{xx} [kNm]	V _x [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]
SLV	Tipo	3,00	0,50	0,00	0,00	2,76	0,00	0,00	3,68
SLU	Tipo	3,00	0,50	0,00	0,00	4,75	0,00	0,00	6,34

Verifiche tipologiche pareti estese debolmente armate

§ 7.4.3.1

NTC

T ₁	0,118	sec
T _c	0,535	sec
	OK	

§ 7.4.6.1.4 NTC

s	0,20	m
s _{min}	0,15	m
	OK	

§ 5.1.2

EC2

L _{min}	3,20	m
H	2,90	m
	OK	

§ 4.1.2.3.9.2 NTC

Classe	C25/30	MPa
l ₀	2900	mm
i	58	mm
A _c	200000	mm ²
N _{Ed}	21,29	kN
v	0,008	-
λ	50	-
λ _{lim}	288	-
	OK	

§ 7.4.6.2.4 NTC

Φ _{s,v}	10	mm
s _{s,v}	200	mm
A _{s,v}	785	mm ² /m
Φ _{s,o}	10	mm
s _{s,o}	200	mm
A _{s,o}	785	mm ² /m
	OK	

Verifica tipologica:
Struttura a pareti estese debolmente armate

Verifica STR delle sezioni significative

Fondazioni: sezione

unitaria

Base	b	1,00	m
Altezza	h	0,30	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio inferiore compresso	Φ _{s,inf}	16	mm
Passo acciaio inferiore compresso	s _{s,inf}	250	mm
Diametro acciaio superiore teso	Φ _{s,sup}	16	mm
Passo acciaio superiore teso	s _{s,sup}	125	mm

Momento agente SLV	M _{Ed,SLV}	29,55	kNm/m
Massima tensione acciaio SLV	σ _{s,max}	80,97	MPa
Massima tensione calcestruzzo SLV	σ _{c,max}	-2,01	MPa
Taglio agente SLV	V _{Ed,SLV}	51,15	kN/m

σ _{s,ela}	391,30	MPa	OK
σ _{c,ela}	14,11	MPa	OK
V _{Rd,SLV}	146,20	kN/m	OK

Momento agente SLU	M _{Ed,SLU}	42,66	kNm/m
Taglio agente SLU	V _{Ed,SLU}	57,90	kN/m

M _{Rd,SLU}	151,17	kNm/m	OK
V _{Rd,SLU}	146,20	kN/m	OK

Solaio: travetto tipo

Base	b	0,12	m
Altezza	h	0,25	m
Copriferro	c	30	mm
Diametro acciaio inferiore	Φ _{s,inf}	12	mm
Barre acciaio inferiore	n _{s,inf}	2	-
Diametro acciaio superiore	Φ _{s,sup}	0	mm

Barre acciaio superiore	$n_{s,sup}$	0	mm				
Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	2,76	kNm				
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	67,94	MPa	$\sigma_{s,ela}$	391,30	MPa	OK
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-2,46	MPa	$\sigma_{c,ela}$	14,11	MPa	OK
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	3,68	kN	$V_{Rd,SLV}$	16,96	kN	OK
Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	4,75	kNm	$M_{Rd,SLU}$	16,63	kNm	OK
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	6,34	kN	$V_{Rd,SLU}$	16,96	kN	OK

Pareti L₂ comportamento nel piano

Base	b	0,20	m				
Altezza	h	3,20	m				
Copriferro	c	30	mm				
Diametro acciaio	$\Phi_{s,v}$	10	mm				
Passo acciaio	$S_{s,v}$	250	mm				
Assiale agente SLV	$N_{Ed,SLV}$	48,89	kN	$N_{Rd,SLV}$	7224,32	kN	OK
Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	224,20	kNm				
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	126,10	MPa	$\sigma_{s,ela}$	391,30	MPa	OK
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-1,47	MPa	$\sigma_{c,ela}$	14,11	MPa	OK
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	124,58	kN	$V_{Rd,SLV}$	173,37	kN	OK
Scorrimento	$H_{Ed,SLV}$	124,58	kN	V_{dd}	194,22	kN	OK
Assiale agente SLU	$N_{Ed,SLU}$	63,87	kN	$N_{Rd,SLU}$	7224,32	kN	OK
Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	4,54	kNm	$M_{Rd,SLU}$	662,49	kNm	OK
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	4,11	kN	$V_{Rd,SLU}$	173,37	kN	OK

Pareti L₁ comportamento fuori piano

Base	b	1,00	m				
Altezza	h	0,20	m				
Copriferro	c	30	mm				
Diametro acciaio	$\Phi_{s,h}$	10	mm				
Passo acciaio	$S_{s,h}$	250	mm				
Assiale agente SLV	$N_{Ed,SLV}$	106,95	kN/m	$N_{Rd,SLV}$	2257,60	kN/m	OK
Momento agente SLV	$M_{Ed,SLV}$	6,80	kNm/m				
Massima tensione acciaio SLV	$\sigma_{s,max}$	13,22	MPa	$\sigma_{s,ela}$	391,30	MPa	OK
Massima tensione calcestruzzo SLV	$\sigma_{c,max}$	-1,62	MPa	$\sigma_{c,ela}$	14,11	MPa	OK
Taglio agente SLV	$V_{Ed,SLV}$	4,06	kN/m	$V_{Rd,SLV}$	83,82	kN/m	OK
Scorrimento	$H_{Ed,SLV}$	4,06	kN/m				
Assiale agente SLU	$N_{Ed,SLU}$	139,60	kN/m	$N_{Rd,SLU}$	2257,60	kN/m	OK
Momento agente SLU	$M_{Ed,SLU}$	4,55	kNm/m	$M_{Rd,SLU}$	32,60	kNm/m	OK
Taglio agente SLU	$V_{Ed,SLU}$	1,81	kN/m	$V_{Rd,SLU}$	83,82	kN/m	OK

Verifica GEO fondazioni

Densità terreno di fondazione	γ	17,00	kN/m ³
Angolo di attrito terreno di fondazione	ϕ	28	deg
Dimensione massima platea	L	7,30	m
Dimensione minima platea	B	3,60	m

Altezza platea	h	0,30	m
Profondità piano di appoggio	D	0,30	m

Azione assiale SLV	$N_{Ed,z}$	847,72	kN
Momento xx SLV	$M_{Ed,xx}$	444,13	kNm
Momento yy SLV	$M_{Ed,yy}$	133,24	kNm
Taglio x SLV	$V_{Ed,x}$	74,75	kN
Taglio y SLV	$V_{Ed,y}$	249,17	kN
Carico limite	q_{lim}	0,17	MPa
Pressione sollecitante SLV	q_{Ed}	0,05	MPa
Scorrimento sollecitante SLV	H_{Ed}	260,14	kN

q_{Rd}	0,07	MPa	OK
H_{Rd}	409,76	kN	OK

Azione assiale SLU	$N_{Ed,z}$	1291,68	kN
Momento xx SLU	$M_{Ed,xx}$	33,27	kNm
Momento yy SLU	$M_{Ed,yy}$	0,00	kNm
Taglio x SLU	$V_{Ed,x}$	0,00	kN
Taglio y SLU	$V_{Ed,y}$	21,13	kN
Carico limite	q_{lim}	0,49	MPa
Pressione sollecitante SLU	q_{Ed}	0,06	MPa
Scorrimento sollecitante SLU	H_{Ed}	21,13	kN

q_{Rd}	0,21	MPa	OK
H_{Rd}	748,22	kN	OK

Verifica a fessurazione – Solaio

Il momento flettente sollecitante nella combinazione SLE rara è molto minore rispetto al momento resistente ($M_{Ed} = 3.43$ kNm, $M_{Rd} = 16.63$ kNm). Pertanto, la verifica a fessurazione risulta direttamente soddisfatta.

Verifica a fessurazione – Solaio

Il momento flettente sollecitante nella combinazione SLE rara è molto minore rispetto al momento resistente ($M_{Ed} = 3.43$ kNm, $M_{Rd} = 16.63$ kNm). Pertanto, la verifica a fessurazione risulta direttamente soddisfatta.

Verifica a fessurazione – Pareti

Il momento flettente sollecitante nella combinazione SLE rara è molto minore rispetto al momento resistente ($M_{Ed} = 4.55$ kNm, $M_{Rd} = 30.52$ kNm). Pertanto, la verifica a fessurazione risulta direttamente soddisfatta.

10. VERIFICA CEDIMENTI

Con riferimento alle ipotesi fatte nel capitolo 6 della presente relazione, di seguito si calcolano i cedimenti considerando come modulo elastico di riferimento $E = 40$ MPa, ovvero il minore tra quelli riportati nelle tabelle degli impianti A, B e C, omettendo i moduli dei terreni sbancati.

Data la natura granulare dei terreni su cui è impostata la fondazione, si assume che i cedimenti a breve termine dati dal peso proprio e pesi permanenti portati avvengano prima della messa in opera della struttura. Pertanto, nel calcolo si considerano solo il contributo dei carichi variabili, opportunamente combinanti secondo la combinazione SLE - Rara (ψ_0 neve = 0.5).

10.1. Cedimenti impianto Tipo A

Si ricava il cedimento della fondazione mediante la formulazione di Berardi, ovvero:

$$s = q \cdot B (1 - \nu^2) \cdot I_s / E$$

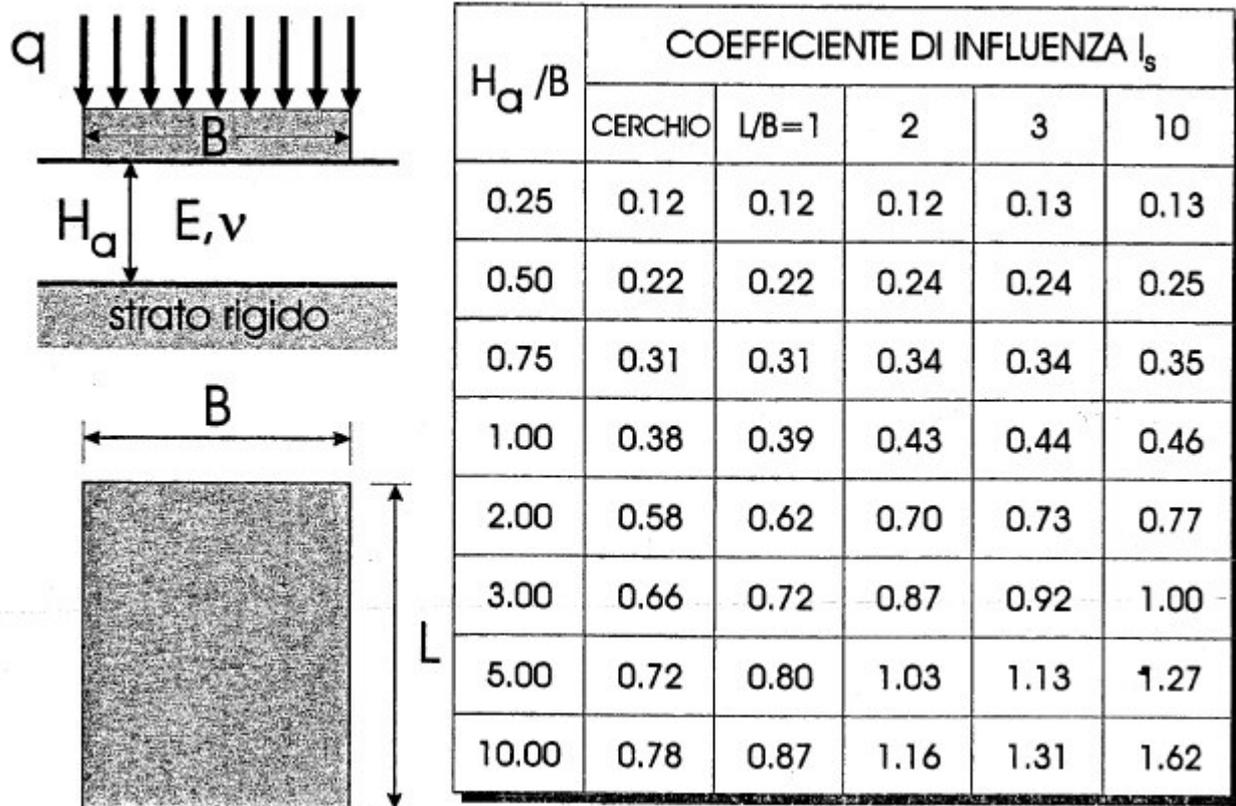
dove:

B = dimensione minore della fondazione = 5.50

ν = coefficiente di Poisson del terreno = 0.3

E = modulo elastico operativo del terreno = 40 MPa

I coefficienti I_s si ricavano dalla tabella riportata di seguito (Tsytovic, 1958), considerando una zona di cedevolezza pari a 1.8 volte la larghezza della fondazione.



Considerando solo il contributo dei carichi variabili si ha che:

$$q = 15.6 \text{ kN/m}^2$$

Con $I_s = 0.53$ si ottiene un cedimento massimo pari a 0.10 cm.

10.2. Cedimenti impianto Tipo B

Si ricava il cedimento della fondazione mediante la formulazione di Berardi, ovvero:

$$s = q \cdot B (1 - \nu^2) \cdot I_s / E$$

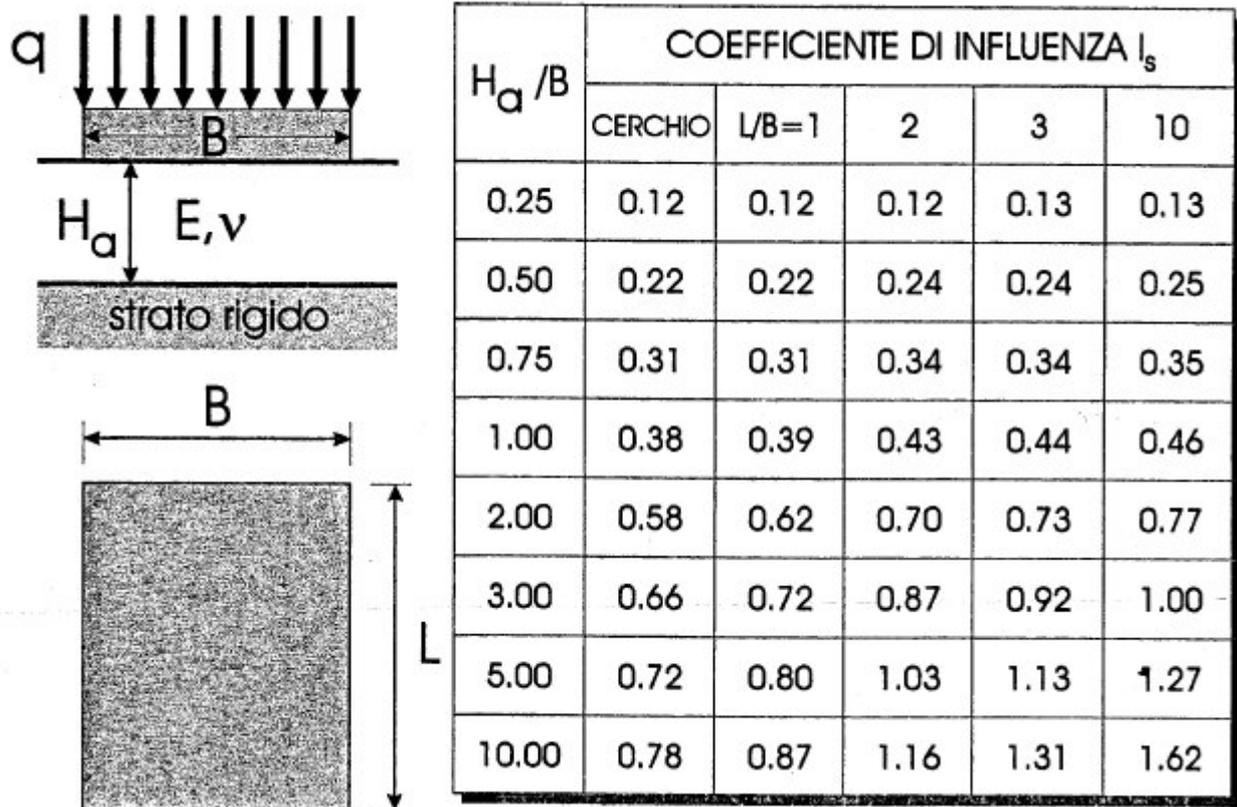
dove:

B = dimensione minore della fondazione = 3.90 m

ν = coefficiente di Poisson del terreno = 0.3

E = modulo elastico operativo del terreno = 40 MPa

I coefficienti I_s si ricavano dalla tabella riportata di seguito (Tsytovic, 1958), considerando una zona di cedevolezza pari a 2.6 volte la larghezza della fondazione.



Considerando solo il contributo dei carichi variabili si ha che:

$$q = 15.6 \text{ kN/m}^2$$

Con $I_s = 0.78$ si ottiene un cedimento massimo pari a 0.10 cm.

10.3. Cedimenti impianto Tipo C

Si ricava il cedimento della fondazione mediante la formulazione di Berardi, ovvero:

$$s = q \cdot B (1 - \nu^2) \cdot I_s / E$$

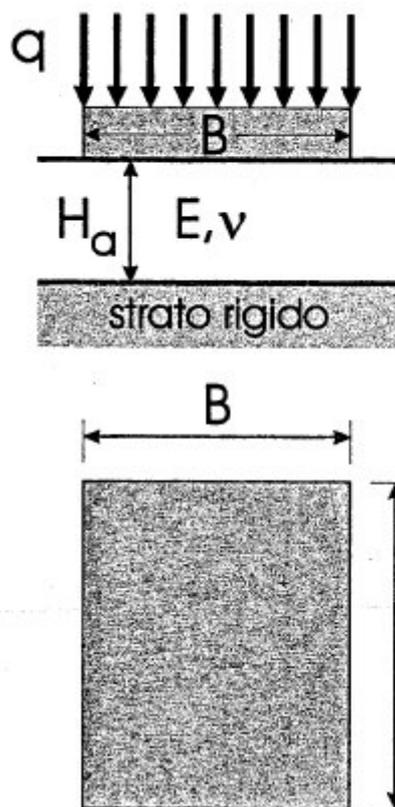
dove:

B = dimensione minore della fondazione = 3.20 m

ν = coefficiente di Poisson del terreno = 0.3

E = modulo elastico operativo del terreno = 40 MPa

I coefficienti I_s si ricavano dalla tabella riportata di seguito (Tsytovic, 1958), considerando una zona di cedevolezza pari a 3.12 volte la larghezza della fondazione.



H_d / B	COEFFICIENTE DI INFLUENZA I_s				
	CERCHIO	$L/B=1$	2	3	10
0.25	0.12	0.12	0.12	0.13	0.13
0.50	0.22	0.22	0.24	0.24	0.25
0.75	0.31	0.31	0.34	0.34	0.35
1.00	0.38	0.39	0.43	0.44	0.46
2.00	0.58	0.62	0.70	0.73	0.77
3.00	0.66	0.72	0.87	0.92	1.00
5.00	0.72	0.80	1.03	1.13	1.27
10.00	0.78	0.87	1.16	1.31	1.62

Considerando solo il contributo dei carichi variabili si ha che:

$$q = 15.6 \text{ kN/m}^2$$

Con $I_s = 0.82$ si ottiene un cedimento massimo pari a circa 0.093 cm.