

S.S. N. 9 "VIA EMILIA"

VARIANTE DI CASALPUSTERLENGO ED ELIMINAZIONE PASSAGGIO A LIVELLO SULLA S.P. EX S.S. N.234

PROGETTO ESECUTIVO

 Ing. Renato Vaira <small>(Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</small>	ING. RENATO DEL PRETE Ing. Renato Del Prete <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</small>	DOTT. GEOL. DANILO GALLO Dott. Geol. Danilo Gallo <small>Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</small>	INTEGRAZIONE PRESTAZIONI	PROGETTISTA
			Ing. Renato Del Prete	Ing. Valerio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>
 Ing. Valerio Bajetti <small>Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</small>	SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni Prof. Ing. Luigi Monterisi <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</small>	 E&G Engineering & Graphics S.r.l. Ing. Gabriele Incecchi <small>Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</small>	PROGETTAZIONE STRADALE	PROGETTAZIONE IDRAULICA
			Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>	Ing. Fabrizio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>
 Prof. Ing. Matteo Ranieri <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</small>	ECOPLAN Arch. Nicoletta Frattini <small>Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</small>	ARKE' INGEGNERIA s.r.l. Ing. Gioacchino Angarano <small>Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</small>	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MAGGIORI	PROGETTAZIONE OPERE D'ARTE MINORI
			Ing. Renato Vaira <small>(Studio Corona S.r.l.)</small>	Ing. Nicola Ligas <small>(I.T. S.r.l.)</small>
			COMPUTI	CANTIERISTICA
			Ing. Valerio Bajetti <small>(I.T. S.r.l.)</small>	Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>
			GEOLOGIA	GEOTECNICA
			Dott. Danilo Gallo	Ing. Gianfranco Sodero <small>(Studio Corona S.r.l.)</small>
			AMBIENTE	SICUREZZA
			Dott. Emilio Macchi <small>(ECOPLAN S.r.l.)</small>	Ing. Gaetano Ranieri <small>(Ga&M S.r.l.)</small>

VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  Dott. Ing. Fabrizio CARDONE	IL RESPONSABILE DELLA INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE  Ing. Renato DEL PRETE	PROGETTISTA  Ing. Valerio BAJETTI	GEOLOGO  Dott. Danilo GALLO	IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE  Ing. Gaetano RANIERI
--	---	--	---	---

<h1 style="font-size: 2em;">LB10</h1>	<h2 style="margin: 0;">L - PROGETTO STRUTTURALE TOMBINATURE IDRAULICHE</h2> <p style="margin: 0;">LB - RELAZIONI DI CALCOLO TOMBINATURE E OPERE MINORI</p> <p style="margin: 0;">RELAZIONE DI CALCOLO TOMBINI CIRCOLARI</p>
---------------------------------------	---

CODICE PROGETTO PROGETTO LIV. PROG. N. PROG. <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> COMI E 1701 </div>	NOME FILE LB10-T00TM00STRRE10_A.dwg CODICE ELAB. T00TM00STRRE10	REVISIONE A	SCALA: -----
---	--	--------------------	---------------------

D					
C					
B					
A	EMISSIONE	GIUGNO 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	PROF. ING. LUIGI MONTERISI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	3
3	UBICAZIONE DELLE OPERE	4
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
5	UNITA' DI MISURA	5
6	MATERIALI	5
6.1	Calcestruzzo	5
6.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	5
6.1.2	Calcestruzzo moduli circolari prefabbricati Ø1500 (UNI 11104-2016)	6
6.1.3	Acciaio	6
6.1.4	Acciaio per barre di armatura lenta	6
7	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	6
8	ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA	7
8.1	Identificazione della località e dei parametri sismici generali	7
8.2	Definizione della strategia progettuale	7
8.3	Parametri numerici sismici	8
8.4	Categoria dei terreni di fondazione	9
8.5	Categoria topografica	9
8.6	Fattori di struttura	9
8.7	Definizione dello spettro di progetto	10
9	ANALISI DEI CARICHI	11
9.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato	11
9.2	Carichi verticali	11
9.2.1	Strato di ricoprimento	11
9.2.2	Sovraccarichi accidentali	11
9.3	Spinta laterale dei terreni	11
9.4	Spinta dei sovraccarichi a tergo dell'opera di sostegno	11
9.5	Azione sismica	12
9.5.1	Azione inerziale delle masse	12
9.5.2	Sovrappinta dinamica dei terreni	12
10	COMBINAZIONI DI CARICO	13
10.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi- permanenti 13	
10.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti	13
10.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche ...	13
10.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo statiche	14
10.5	Combinazione di carico sismiche	14
10.6	Definizione dei coefficienti di partecipazione e riepilogo delle combinazioni	15
11	VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA SEZIONE CORRENTE DELL'ELEMENTO CIRCOLARE CAVO	16
12	VERIFICHE STRUTTURALI	21
12.1	Sezione ed armatura di verifica	21
12.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	21
12.2.1	Combinazione Quasi Permanente – Massimo momento flettente positivo	21
12.2.2	Combinazione Quasi Permanente – Massimo momento flettente negativo	22

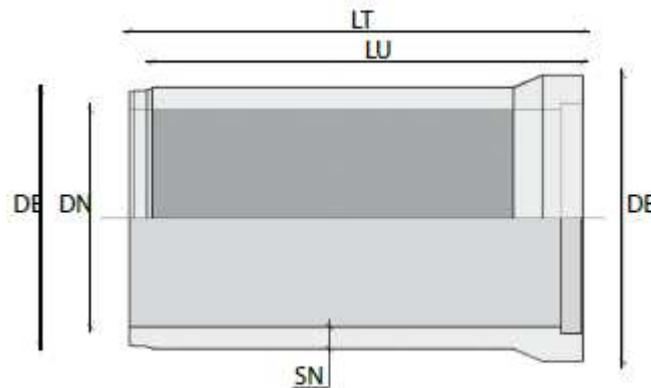
12.2.3	Combinazione frequente - Massimo momento flettente positivo	23
12.2.4	Combinazione frequente - Massimo momento flettente negativo	24
12.2.5	Combinazione Caratteristica – Momento flettente massimo positivo	25
12.2.6	Combinazione Caratteristica – Momento flettente massimo negativo	26
12.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	27
12.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Momento flettente positivo	28
12.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – Momento flettente negativo	29
13	SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.....	30

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riporta la descrizione, il dimensionamento e le verifiche strutturali dei tombini circolari Ø1500 in cemento armato prefabbricati nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. n.9 Emilia – Variante di Casalpusterlengo ed eliminazione passaggio a livello sulla S.P. ex S.S. N.234".

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE

I tombini circolari presentano una canna singola realizzata mediante elementi modulari prefabbricati in c.a.v. Ø1500 di lunghezza paria **250 cm** e spessore corrente pari a **15,0 cm**.



DN	SN	DE	DB	LU	LT	PESO TUBO
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(Kg)
Φ 400	70	540	685	2450	2500	745
Φ 500	75	650	805	2400	2500	1000
Φ 600	80	760	930	2400	2500	1230
Φ 700	80	860	1010	2400	2500	1300
Φ 800	90	980	1170	2400	2500	1730
Φ 1000	110	1220	1440	2400	2500	2600
Φ 1100	130	1360	1620	2400	2500	3460
Φ 1200	125	1450	1700	2400	2500	3680
Φ 1400	140	1680	1920	2400	2500	4710
Φ 1500	150	1800	2100	2350	2500	4980
Φ 1600	160	1920	2050	2400	2500	5710
Φ 1800	180	2160	2500	2350	2500	7500
Φ 2000	200	2400	2800	2350	2500	8560
Φ 2200	200	2600	3000	2350	2500	10070*
Φ 2500	240	2980	2980	2000	2150	10500*

3 UBICAZIONE DELLE OPERE

I tombini circolari Ø1500 presenti lungo il tracciato sono ubicati secondo quanto riportato nell'immagine successiva:



4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è stata redatta in osservanza delle seguenti Normative Tecniche:

- **Legge 05/01/1971 n.1086** → Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- **Legge 02/02/1974 n. 64** → Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- **DM 14/01/2008** → Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Circolare 02/02/2009 n. 617/C.S.LL.PP.** → Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 14/01/2008
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2015** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- **UNI EN 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 2016-1
- **Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. Linee guida sul calcestruzzo strutturale**

5 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: kN/m^2 , kN/m , kN
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

6 MATERIALI

6.1 CALCESTRUZZO

6.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

6.1.2 CALCESTRUZZO MODULI CIRCOLARI PREFABBRICATI Ø1500 (UNI 11104-2016)

Per i moduli circolari prefabbricati Ø1500 è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C40/50** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	FOGLIO DI CALCOLO NUMERO:	CA-07 --> REV 02			
	TITOLO:	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO			
	VERSIONE:	REVISIONE N.02 DEL 06/10/2017			
	REALIZZATO DA:	ING. NICOLA LIGAS			
	VERIFICATO DA:	ING. VALERIO BAJETTI			
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI AI SENSI DEL D.M. 14.01.2008					
CLASSE DI RESISTENZA					C25/30
DESCRIZIONE CARATTERISTICA		FORMULA DI CALCOLO	RIF. CAP. NORMA	VALORE DI APPLICAZIONE	
Resistenza caratteristica cubica a compressione				R _{ck}	30,00 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione		[0,83*R _{ck}]	11.2.10.1	f _{ck}	24,90 [N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg		[f _{ck} +8]	11.2.10.1	f _{cm}	32,90 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione		[α _{cc} *f _{ck} /γ _c]	4.1.2.1.1.1	f _{cd}	14,11 [N/mm ²]
Resistenza media a trazione		[0,30*f _{ck} ^{2/3}]	11.2.10.2	f _{ctm}	2,56 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione		[0,70*f _{ctm}]	11.2.10.2	f _{ctk}	1,79 [N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione		[f _{ctk} /1,5]	4.1.2.1.1.2	f _{ctd}	1,19 [N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (rara)		[0,60*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	14,94 [N/mm ²]
Tensione massima di compressione del cls in esercizio (quasi perm)		[0,45*f _{ck}]	4.1.2.2.5.1	σ _{c max}	11,21 [N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo		[E _c =E _{cm}]	C4.1.2.2.5	E _c	31.447,16 [N/mm ²]
Modulo elastico medio		[22.000*(f _{cm} /10) ^{0,3}]	11.2.10.3	E _{cm}	31.447,16 [N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC4**
- Classe di consistenza: **S5**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,50**
- Contenuto minimo di cemento: **340 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **20 mm**
- Copriferro netto minimo: **30 mm**

6.1.3 ACCIAIO

6.1.4 ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA LENTA

Per le barre di armatura lenta è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- f_{t,k} = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- f_{y,k} = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- f_{y,d} = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo - γ_c=1,15)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

7 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Il terreno spingente è realizzato mediante terreno per rilevato con le seguenti caratteristiche geotecniche:

- Peso per unità di volume → γ = 20,00 kN/m³
- Angolo di attrito interno → φ = 37,00°
- Coesione efficace → c' = 0,00 kN/m²

8 ZONIZZAZIONE E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

8.1 IDENTIFICAZIONE DELLA LOCALITÀ E DEI PARAMETRI SISMICI GENERALI

L'area oggetto del presente intervento ricade all'interno del territorio del Comune di Casalpusterlengo sito nella provincia di Lodi

8.2 DEFINIZIONE DELLA STRATEGIA PROGETTUALE

In riferimento al D.M. 14.01.2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", le opere sono progettate (in funzione dell'importanza strategica dell'infrastruttura) secondo i seguenti parametri:

- Vita Nominale dell'opera: **50 anni**

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 ¹	≤ 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

- Classe d'uso dell'opera: **IV**

2.4.2 CLASSI D'USO

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

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al 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.

- Coefficiente di utilizzo dell'opera: **2,00**

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

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

- Vita di riferimento dell'opera: **100 anni**

2.4.3 PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

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

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.4.1)$$

Qui di seguito si riporta la sintesi delle scelte progettuali adottati con i tempi di ritorno dell'azione sismica identificati in funzione del singolo stato limite.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	60
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	101
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	949
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	1950

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

Stato Limite	Strategia per costruzioni ordinarie (TR [anni])	Strategia scelta (TR [anni])
SLO	60	60
SLD	101	101
SLV	~100	949
SLC	~1000	1950

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

8.3 PARAMETRI NUMERICI SISMICI

Nella tabella successiva sono riportati i parametri numerici sismici per i periodi di ritorno associati ai diversi Stati Limite:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,038	2,575	0,226
SLD	101	0,046	2,538	0,257
SLV	949	0,100	2,540	0,297
SLC	1950	0,128	2,526	0,304

8.4 CATEGORIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Ai sensi di quanto riportato nella Relazione Geotecnica e all'interno dei profili geotecnici allegati al presente progetto esecutivo il terreno di fondazione è classificato simicamente come di **categoria C**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

8.5 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Considerando che il territorio si presenta essenzialmente pianeggiante e privo di significati salti di quota la categoria topografica del sito è stata assunta pari a **categoria T₁**.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

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

8.6 FATTORI DI STRUTTURA

A favore di sicurezza il calcolo e le verifiche sono stati effettuati in campo elastico.

Il fattore di struttura è stato pertanto posto pari a **q = 1,00**.

Lo spettro di progetto adottato sarà pertanto identico allo spettro elastico.

8.7 DEFINIZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

Nell'immagine successiva è riportata la determinazione dei parametri dello spettro di risposta valutato per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo C [info](#) $S_s =$ 1,500 $C_c =$ 1,567 [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#) $h/H =$ 0,000 $S_T =$ 1,000 [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) 5 $\eta =$ 1,000 [info](#)

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_e 1 Regol. in altezza si [info](#)

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q_v 1 $\eta =$ 1,000 [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [▶](#)

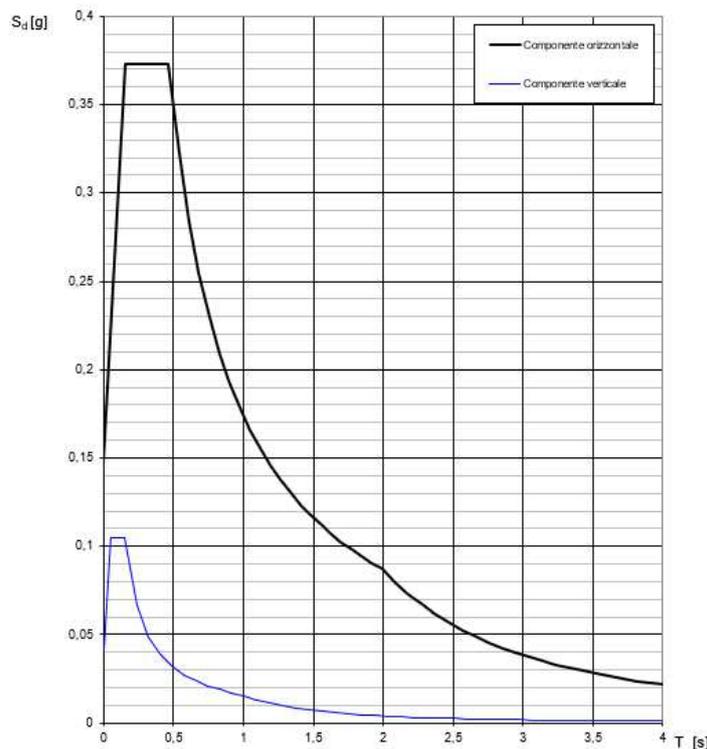
Parametri e punti spettri di risposta [▶](#)

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
— Spettro di progetto - componente verticale
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nell'immagine successiva è riportato il diagramma dello spettro di risposta per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita:



9 ANALISI DEI CARICHI

9.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

Il peso per unità di volume delle strutture in cemento armato è assunto pari a $\gamma_{ca} = 25,0 \text{ kN/m}^3$.

I tombini circolari Ø1500 sono realizzati mediante moduli prefabbricati di lunghezza pari a 2,50 m con uno spessore pari a 15,0 cm.

Il peso per unità di lunghezza del singolo elemento circolare cavo risulta pari a:

$$p_{p,\varnothing 1500} = 19,44 \text{ kN/m}$$

9.2 CARICHI VERTICALI

9.2.1 STRATO DI RICOPRIMENTO

Trattandosi di stradelli di servizio al di sopra del tombino circolare è presente esclusivamente un ricoprimento in misto granulare dello spessore di **70 cm** (non è presente alcuna pavimentazione stradale specifica).

Il peso per unità di volume dello strato di ricoprimento è assunto pari a $\gamma_{ric} = 20,00 \text{ kN/m}^3$.

Il carico per unità di superficie dovuto al peso proprio del ricoprimento risulta dunque pari a:

$$p_{pav} = 0,70 \times 20,00 = 14,00 \text{ kN/m}^2$$

9.2.2 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Prevedendo il transito di mezzi agricoli di dimensioni consistenti è stato considerato un sovraccarico accidentale da traffico pari a:

$$q = 40,00 \text{ kN/m}^2$$

9.3 SPINTA LATERALE DEI TERRENI



FORMAT
RELAZIONE_TOMBIN

La spinta del terreno lateralmente all'opera è stata calcolata in condizioni di riposo mediante la seguente relazione:

$$S_0 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_0 \cdot H^2$$

dove:

- γ → peso per unità di volume del terreno:
- H → altezza di applicazione della spinta
- k_0 → coefficiente di spinta a riposo, determinato mediante la relazione:

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\varphi)$$

con:

- φ = angolo di attrito interno

9.4 SPINTA DEI SOVRACCARICHI A TERGO DELL'OPERA DI SOSTEGNO

La spinta dei sovraccarichi lateralmente all'opera è stata calcolata in condizioni di riposo del terreno mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k_0 \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico agente

Sono stati considerati i seguenti sovraccarichi agenti:

- sovraccarichi permanenti → $p = 14,00 \text{ kN/m}^2$
- sovraccarichi accidentali → $q = 40,00 \text{ kN/m}^2$

9.5 AZIONE SISMICA

Le sollecitazioni agenti sulla struttura in fase sismica vengono determinate attraverso un'analisi pseudo-statica, secondo quanto riportato nel DM 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", paragrafo 7.11.6.

9.5.1 AZIONE INERZIALE DELLE MASSE

Le azioni inerziali, orizzontali e verticali, dovute alle accelerazioni subite in fase sismica dalle masse degli elementi strutturali e del terreno vengono valutate moltiplicando il peso degli elementi strutturali per i coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v .

9.5.2 SOVRASPINTA DINAMICA DEI TERRENI

La sovraspinta dinamica laterali dei terreni è stata determinata mediante la formulazione di Wood:

$$\Delta P = \gamma \cdot \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot H^2$$

dove:

- γ → peso per unità di volume del terreno:
- H → altezza di applicazione della spinta
- a_g/g → accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale
- S → coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e della categoria topografica

10 COMBINAZIONI DI CARICO

10.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI-PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

10.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

10.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”, par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

10.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO STATICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.5.3. Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

I coefficienti di amplificazione dei carichi per le combinazioni di carico, secondo il D.M. 14.01.2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni", par. 2.6, tabella 2.6.I, sono riepilogati nelle seguenti tabelle:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

10.5 COMBINAZIONE DI CARICO SISMICHE

In fase sismica è stata ipotizzata un'unica combinazione di carico allo Stato Limite di Salvaguardia ottenuta tramite la relazione generale:

$$F_d = E + \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- E rappresenta il carico sismico
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- Ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

10.6 DEFINIZIONE DEI COEFFICIENTI DI PARTECIPAZIONE E RIEPILOGO DELLE COMBINAZIONI

La definizione dei coefficienti di partecipazione ψ dei carichi elementari e la definizione compiuta delle combinazioni di carico considerate per il dimensionamento e le verifiche sono riportati all'interno dei singoli capitoli successivi di valutazione delle azioni sollecitanti.

11 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA SEZIONE CORRENTE DELL'ELEMENTO CIRCOLARE CAVO

CALCOLO TOMBINO CIRCOLARE IN C.A.V.

A. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE TRASVERSALE

Raggio interno della sezione trasversale	r	0,75	[m]
Spessore delle pareti della sezione trasversale	t	0,15	[m]
Raggio esterno della sezione trasversale	R	0,90	[m]
Peso per unità di volume del calcestruzzo armato	γ_{ca}	25,00	[kN/m ³]

B. ANALISI DEI CARICHI

B.1. CARICHI PERMANENTI PORTATI

B.1.1. PAVIMENTAZIONE STRADALE

Peso per unità di volume	γ_1	0,00	[kN/m ³]
Altezza dello strato	h_1	0,00	[m]
Carico per unità di superficie	g_1	0,00	[kN/m ²]

B.1.2. RICOPRIMENTO

Peso per unità di volume	γ_2	20,00	[kN/m ³]
Altezza dello strato	h_3	0,70	[m]
Carico per unità di superficie	g_4	14,00	[kN/m ²]

B.1.5. CARICHI PERMANENTI PORTATI - RIEPILOGO

Carichi permanenti portati complessivi al di sopra del tombino	g_1+g_2	14,00	[kN/m ²]
--	-----------	-------	----------------------

B.2. CARICHI ACCIDENTALI STRADALI

Carico accidentale verticale ripartito dovuto al traffico stradale	q	40,00	[kN/m ²]
--	---	-------	----------------------

B.3 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI IN FASE STATICA

Peso per unità di volume del terreno spingente	γ_t	20,00	[kN/m ³]
Angolo di attrito interno del terreno spingente	φ	37,00	[°]
Coesione efficace del terreno spingente	c'	0,00	[kN/m ²]
Coefficiente di spinta a riposo del terreno	k_0	0,398	
Pressione orizzontale del terreno spingente in sommità del tombino	Z_0	0,00	[kN/m ²]
Pressione orizzontale del terreno spingente alla base del tombino	Z_1	14,33	[kN/m ²]

B.4 SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI IN FASE STATICA

B.4.1. SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI PERMANENTI

Spinta orizzontale dei sovraccarichi permanenti	$p_{h,1}$	5,57	[kN/m ²]
---	-----------	------	----------------------

B.4.2. SPINTA ORIZZONTALE DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

Spinta orizzontale dei sovraccarichi accidentali ferroviari	$q_{h,1}$	15,93	[kN/m ²]
---	-----------	-------	----------------------

B.5 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale		0,100	
Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e della categoria topografica	S	1,500	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,150	
Coefficiente sismico verticale	k_v	0,075	

B.6 SPINTA ORIZZONTALE DEI TERRENI IN FASE SISMICA

Peso per unità di volume del terreno spingente	γ_t	20,000	[kN/m ³]
Angolo di attrito interno del terreno spingente	φ	37,000	[°]
Coesione efficace del terreno spingente	c'	0,000	[kN/m ²]
Sovrapressione dinamica orizzontale del terreno spingente	Δp	5,40	[kN/m ²]

B.7 INERZIA SISMICA VERTICALE DEI SOVRACCARICHI PERMANENTI

Inerzia sismica verticale dei sovraccarichi permanenti	$p_{v,1}$	1,05	[kN/m ²]
--	-----------	------	----------------------

B.8 SOVRASPINTA ORIZZONTALE DINAMICA DOVUTA ALL'INERZIA VERTICALE DEI SOVRACCARICHI PERMANENTI

Sovraspinta orizzontale dinamica dovuta all'inerzia sismica verticale dei sovraccarichi permanenti	$p_{h,1}$	0,42	[kN/m ²]
--	-----------	------	----------------------

C. VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE STATICHE

Per la valutazione delle azioni sollecitanti statiche sono state considerate le formulazioni analitiche di seguito riportate:

	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\phi_R=60^\circ$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2} \gamma_t s r^2$	$M = \left(\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8}\right) p r^2$ $M = 0,29941 p r^2$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$	$M = -\frac{5}{48} z r^2$ $M = -0,10417 z r^2$	$M = -0,0073038 Q r$
	$N = -\frac{1}{2} \gamma_t s r$	$N = -\frac{1}{3\pi} p r$ $N = -0,10610 p r$	$N = q r$	$N = \frac{5}{16} z r$ $N = 0,31250 z r$	$N = 0,014817 Q$ (Q = reazione totale)
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\left(\frac{\pi-2}{2}\right) \gamma_t s r^2$ $M = -0,57080 \gamma_t s r^2$	$M = \left(\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8}\right) p r^2$ $M = -0,30669 p r^2$	$M = \frac{1}{4} q r^2$	$M = \frac{1}{8} z r^2$ $M = 0,125 z r^2$	$M = 0,0075118 Q r$
	$N = \frac{\pi}{2} \gamma_t s r$ $N = 1,57080 \gamma_t s r$	$N = p r$	$N = 0$	$N = 0$	$N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2} \gamma_t s r^2$	$M = \left(\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8}\right) p r^2$ $M = 0,58721 p r^2$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$	$M = -\frac{7}{48} z r^2$ $M = -0,14583 z r^2$	$M = -0,11165 Q r$
	$N = \frac{1}{2} \gamma_t s r$	$N = \frac{1}{3\pi} p r$ $N = 0,10610 p r$	$N = q r$	$N = \frac{11}{16} z r$ $N = 0,68750 z r$	$N = 0,11916 Q$

Di seguito è riportata la numerazione delle sezioni di verifica:

- SEZIONE 1 → Sezione verticale superiore
- SEZIONE 2 → Sezione orizzontale mediana
- SEZIONE 3 → Sezione verticale inferiore

TOMBINI CIRCOLARI - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CARICO	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
	N _k [kN]	M _k [kNm]	N _k [kN]	M _k [kNm]	N _k [kN]	M _k [kNm]
Peso proprio del tombino	-1,69	1,52	5,30	-1,73	1,69	4,56
Carichi permanenti verticali	-1,34	3,40	12,60	-3,48	1,34	6,66
Carichi accidentali verticali	-3,82	9,70	36,00	-9,94	3,82	19,03
Spinta orizzontale dei terreni	4,03	-1,21	0,00	1,45	8,87	-1,69
Spinta orizzontale dei sovr.permanenti	5,02	-1,13	0,00	1,13	5,02	-1,13
Spinta orizzontale dei sovr.accidentali	14,33	-3,23	0,00	3,23	14,33	-3,23
Reazione radiale dovuta ai sovr. perm.	0,37	-0,17	0,00	0,17	3,00	-2,53
Reazione radiale dovuta ai sovr. acc.	1,07	-0,47	0,00	0,49	8,58	-7,23

D. COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE

COMBINAZIONE DI CARICO SLE - QUASI PERMANENTE							
CARICO	ψ	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
		N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]
Peso proprio del tombino	1,00	-1,69	1,52	5,30	-1,73	1,69	4,56
Carichi permanenti verticali	1,00	-1,34	3,40	12,60	-3,48	1,34	6,66
Carichi accidentali verticali	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Spinta orizzontale dei terreni	1,00	4,03	-1,21	0,00	1,45	8,87	-1,69
Spinta orizzontale dei sovr.permanenti	1,00	5,02	-1,13	0,00	1,13	5,02	-1,13
Spinta orizzontale dei sovr.accidentali	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Reaz. radiale dovuta ai sovr. perm.	1,00	0,37	-0,17	0,00	0,17	3,00	-2,53
Reaz. radiale dovuta ai sovr. acc.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
TOTALE		6,40	2,41	17,90	-2,46	19,91	5,86

COMBINAZIONE DI CARICO SLE - FREQUENTE							
CARICO	ψ	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
		N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]
Peso proprio del tombino	1,00	-1,69	1,52	5,30	-1,73	1,69	4,56
Carichi permanenti verticali	1,00	-1,34	3,40	12,60	-3,48	1,34	6,66
Carichi accidentali verticali	0,75	-2,86	7,28	27,00	-7,45	2,86	14,27
Spinta orizzontale dei terreni	1,00	4,03	-1,21	0,00	1,45	8,87	-1,69
Spinta orizzontale dei sovr.permanenti	1,00	5,02	-1,13	0,00	1,13	5,02	-1,13
Spinta orizzontale dei sovr.accidentali	0,75	10,75	-2,42	0,00	2,42	10,75	-2,42
Reaz. radiale dovuta ai sovr. perm.	1,00	0,37	-0,17	0,00	0,17	3,00	-2,53
Reaz. radiale dovuta ai sovr. acc.	0,75	0,80	-0,35	0,00	0,37	6,43	-5,43
TOTALE		15,08	6,91	44,90	-7,13	39,96	12,28

COMBINAZIONE DI CARICO SLE - CARATTERISTICA							
CARICO	ψ	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
		N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]
Peso proprio del tombino	1,00	-1,69	1,52	5,30	-1,73	1,69	4,56
Carichi permanenti verticali	1,00	-1,34	3,40	12,60	-3,48	1,34	6,66
Carichi accidentali verticali	1,00	-3,82	9,70	36,00	-9,94	3,82	19,03
Spinta orizzontale dei terreni	1,00	4,03	-1,21	0,00	1,45	8,87	-1,69
Spinta orizzontale dei sovr.permanenti	1,00	5,02	-1,13	0,00	1,13	5,02	-1,13
Spinta orizzontale dei sovr.accidentali	1,00	14,33	-3,23	0,00	3,23	14,33	-3,23
Reaz. radiale dovuta ai sovr. perm.	1,00	0,37	-0,17	0,00	0,17	3,00	-2,53
Reaz. radiale dovuta ai sovr. acc.	1,00	1,07	-0,47	0,00	0,49	8,58	-7,23
TOTALE		17,98	8,41	53,90	-8,69	46,65	14,43

COMBINAZIONE DI CARICO SLU - STR							
CARICO	γ · ψ	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
		N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]
Peso proprio del tombino	1,35	-2,28	2,05	7,16	-2,34	2,28	6,15
Carichi permanenti verticali	1,50	-2,01	5,09	18,90	-5,22	2,01	9,99
Carichi accidentali verticali	1,35	-5,16	13,10	48,60	-13,41	5,16	25,68
Spinta orizzontale dei terreni	1,50	6,05	-1,81	0,00	2,18	13,30	-2,54
Spinta orizzontale dei sovr.permanenti	1,50	7,53	-1,69	0,00	1,69	7,53	-1,69
Spinta orizzontale dei sovr.accidentali	1,50	21,50	-4,84	0,00	4,84	21,50	-4,84
Reaz. radiale dovuta ai sovr. perm.	1,50	0,56	-0,25	0,00	0,26	4,50	-3,80
Reaz. radiale dovuta ai sovr. acc.	1,50	1,60	-0,71	0,00	0,73	12,87	-10,85
TOTALE		27,80	10,94	74,66	-11,28	69,14	18,10

E. VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI CARATTERISTICHE SISMICHE

Per la valutazione delle azioni sollecitanti statiche sono state considerate le formulazioni analitiche di seguito riportate:

	A	B	C	D	E
	PESO PROPRIO	CARICO RIPARTITO SUPERIORE	CARICO RIPARTITO LATERALE	CARICO TRIANGOLARE LATERALE	REAZIONE RADIALE COSTANTE SETTORE $2\varphi_R=60^\circ$
SCHEMA					
SEZIONE VERTICALE SUPERIORE	$M = \frac{1}{2} \gamma_t s r^2$	$M = \left(\frac{4}{3\pi} - \frac{1}{8} \right) p r^2$ $M = 0,29941 p r^2$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$	$M = -\frac{5}{48} z r^2$ $M = -0,10417 z r^2$	$M = -0,0073038 Q r$
	$N = -\frac{1}{2} \gamma_t s r$	$N = -\frac{1}{3\pi} p r$ $N = -0,10610 p r$	$N = q r$	$N = \frac{5}{16} z r$ $N = 0,31250 z r$	$N = 0,014817 Q$ ($Q = \text{reazione totale}$)
SEZIONE ORIZZONTALE MEDIANA	$M = -\left(\frac{\pi-2}{2} \right) \gamma_t s r^2$ $M = -0,57080 \gamma_t s r^2$	$M = \left(\frac{1}{\pi} - \frac{5}{8} \right) p r^2$ $M = -0,30669 p r^2$	$M = \frac{1}{4} q r^2$	$M = \frac{1}{8} z r^2$ $M = 0,125 z r^2$	$M = 0,0075118 Q r$
	$N = \frac{\pi}{2} \gamma_t s r$ $N = 1,57080 \gamma_t s r$	$N = p r$	$N = 0$	$N = 0$	$N = 0$
SEZIONE VERTICALE INFERIORE	$M = \frac{3}{2} \gamma_t s r^2$	$M = \left(\frac{2}{3\pi} + \frac{3}{8} \right) p r^2$ $M = 0,58721 p r^2$	$M = -\frac{1}{4} q r^2$	$M = -\frac{7}{48} z r^2$ $M = -0,14583 z r^2$	$M = -0,11165 Q r$
	$N = \frac{1}{2} \gamma_t s r$	$N = \frac{1}{3\pi} p r$ $N = 0,10610 p r$	$N = q r$	$N = \frac{11}{16} z r$ $N = 0,68750 z r$	$N = 0,11916 Q$

Di seguito è riportata la numerazione delle sezioni di verifica:

- SEZIONE 1 → Sezione verticale superiore
- SEZIONE 2 → Sezione orizzontale mediana
- SEZIONE 3 → Sezione verticale inferiore

TOMBINI CIRCOLARI - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

CARICO	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
	N _k [kN]	M _k [kNm]	N _k [kN]	M _k [kNm]	N _k [kN]	M _k [kNm]
Peso proprio del tombino	-1,69	1,52	5,30	-1,73	1,69	4,56
Carichi permanenti verticali	-1,34	3,40	12,60	-3,48	1,34	6,66
Spinta orizzontale dei terreni	4,03	-1,21	0,00	1,45	8,87	-1,69
Spinta orizzontale dei sovr. permanenti	5,02	-1,13	0,00	1,13	5,02	-1,13
Sovraspinta orizzontale dinamica dei terreni	4,86	-1,09	0,00	1,09	4,86	-1,09
Sovraspinta orizzontale dinamica dei sovr. permanenti	0,38	-0,08	0,00	0,08	0,38	-0,08
Inerzia sismica verticale dei sovr. permanenti	-0,10	0,25	0,95	-0,26	0,10	0,50
Spinta orizzontale dinamica dell'inerzia verticale sovr. perm.	0,38	-0,08	0,00	0,08	0,38	-0,08
Reazione radiale dovuta ai sovr. perm.	0,37	-0,17	0,00	0,17	3,00	-2,53
Reazione radiale dovuta all'inerzia sismica vert. sovr. perm.	0,03	-0,01	0,00	0,01	0,23	-0,19

F. COMBINAZIONI DI CARICO SISMICHE

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA 1							
CARICO	ψ	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
		N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]
Peso proprio del tombino	1,00	-1,69	1,52	5,30	-1,73	1,69	4,56
Carichi permanenti verticali	1,00	-1,34	3,40	12,60	-3,48	1,34	6,66
Spinta orizzontale dei terreni	1,00	4,03	-1,21	0,00	1,45	8,87	-1,69
Spinta orizzontale dei sovr. permanenti	1,00	5,02	-1,13	0,00	1,13	5,02	-1,13
Sovraspinta orizzontale dinamica dei terreni	1,00	4,86	-1,09	0,00	1,09	4,86	-1,09
Sovraspinta orizzontale dinamica dei sovr. permanenti	1,00	0,38	-0,08	0,00	0,08	0,38	-0,08
Inerzia sismica verticale dei sovr. permanenti	0,30	-0,03	0,08	0,28	-0,08	0,03	0,15
Spinta orizzontale dinamica dell'inerzia verticale sovr. perm.	1,00	0,38	-0,08	0,00	0,08	0,38	-0,08
Reazione radiale dovuta ai sovr. perm.	1,00	0,37	-0,17	0,00	0,17	3,00	-2,53
Reazione radiale dovuta all'inerzia sismica vert. sovr. perm.	0,30	0,01	0,00	0,00	0,00	0,07	-0,06
TOTALE		11,99	1,22	18,18	-1,27	25,62	4,69

COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA 2							
CARICO	γ	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
		N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]
Peso proprio del tombino	1,00	-1,69	1,52	5,30	-1,73	1,69	4,56
Carichi permanenti verticali	1,00	-1,34	3,40	12,60	-3,48	1,34	6,66
Spinta orizzontale dei terreni	1,00	4,03	-1,21	0,00	1,45	8,87	-1,69
Spinta orizzontale dei sovr. permanenti	1,00	5,02	-1,13	0,00	1,13	5,02	-1,13
Sovraspinta orizzontale dinamica dei terreni	0,30	1,46	-0,33	0,00	0,33	1,46	-0,33
Sovraspinta orizzontale dinamica dei sovr. permanenti	0,30	0,11	-0,03	0,00	0,03	0,11	-0,03
Inerzia sismica verticale dei sovr. permanenti	1,00	-0,10	0,25	0,95	-0,26	0,10	0,50
Spinta orizzontale dinamica dell'inerzia verticale sovr. perm.	0,30	0,11	-0,03	0,00	0,03	0,11	-0,03
Reazione radiale dovuta ai sovr. perm.	0,30	0,11	-0,05	0,00	0,05	0,90	-0,76
Reazione radiale dovuta all'inerzia sismica vert. sovr. perm.	1,00	0,03	-0,01	0,00	0,01	0,23	-0,19
TOTALE		7,75	2,39	18,85	-2,45	19,82	7,56

G. RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI

RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI						
COMBINAZIONE	SEZIONE 1		SEZIONE 2		SEZIONE 3	
	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]
SLE - QUASI PERMANENTE	6,40	2,41	17,90	-2,46	19,91	5,86
SLE - FREQUENTE	15,08	6,91	44,90	-7,13	39,96	12,28
SLE - CARATTERISTICA	17,98	8,41	53,90	-8,69	46,65	14,43
SLU - STR	27,80	10,94	74,66	-11,28	69,14	18,10
SISMICA 1	11,99	1,22	18,18	-1,27	25,62	4,69
SISMICA 2	7,75	2,39	18,85	-2,45	19,82	7,56

12 VERIFICHE STRUTTURALI

12.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è rettangolare con base pari a 100 cm e altezza pari a 15 cm.

L'armatura trasversale è realizzata mediante:

- barre con sviluppo circolare Ø10/5 disposte in asse all'elemento prefabbricato

L'armatura longitudinale è realizzata mediante:

- ripartitori Ø8/20 disposti a raggiera internamente all'elemento prefabbricato

12.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

12.2.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE POSITIVO

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 19,91$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 5,86$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	15,71	7,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 19,91 kN
 M_{xEd} 0 5,86 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 C40/50
 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} 21,33 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 14,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

σ_c -4,466 N/mm²
 σ_s 48,93 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,46 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 18,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 48,93 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – MASSIMO MOMENTO FLETTENTE NEGATIVO

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 17,90$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -2,46$ kNm.

Titolo: _____

N* strati barre: 1 **Zoom:** _____

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	15

N*	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,5

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 17,90 kN
 M_{Ed} 0 -2,46 kNm
 M_{xEd} 0
 M_{yEd} 0

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 C40/50
 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} 21,33
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 14,75
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

σ_c -1,748 N/mm²
 σ_s 15,09 N/mm²
 ε_s 0,07544 ‰
 d 7,5 cm
 x 4,76 x/d 0,6347
 δ 1

Verifica **N* iterazioni:** 4 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,74 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 18,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 15,09 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.3 COMBINAZIONE FREQUENTE - MASSIMO MOMENTO FLETTENTE POSITIVO

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 39,96$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 12,28$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 39,96 kN
 M_{xEd} 0 12,28 kNm
 M_{yEd} 0 0

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	C40/50
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} 21,33
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0,8
ε _{syd} 1,957 ‰	σ _{c,adm} 14,75
σ _{s,adm} 255 N/mm²	τ _{co} 0,8667
	τ _{c1} 2,4

σ_c -9,381 N/mm²
 σ_s 103,6 N/mm²

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

ε_s 0,5178 ‰
 d 7,5 cm
 x 4,32 x/d 0,5761
 δ 1

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 9,38 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 18,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 103,60 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.4 COMBINAZIONE FREQUENTE - MASSIMO MOMENTO FLETTENTE NEGATIVO

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 44,90$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -7,13$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 1
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	15
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	7,5
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N_{Ed} = 44,90 kN; M_{Ed} = -7,13 kNm; M_{yEd} = 0.
- P.to applicazione N:** Centro, Baricentro cls, Coord.[cm] (xN=0, yN=0).
- Materiali:** B450C and C40/50. Properties: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 21,33$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{c,adm} = 14,75$ N/mm², $\tau_{co} = 0,8667$, $\tau_{c1} = 2,4$.
- Stress Results:** $\sigma_c = -5,161$ N/mm², $\sigma_s = 47,66$ N/mm².
- Other Parameters:** $\epsilon_s = 0,2383$ ‰, $d = 7,5$ cm, $x = 4,642$, $x/d = 0,6189$, $\delta = 1$.
- Method of Calculation:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Iterations:** 4
- Precompressed:** [Unselected]

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,16 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 18,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 47,66 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.5 COMBINAZIONE CARATTERISTICA – MOMENTO FLETTENTE MASSIMO POSITIVO

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 46,65$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 14,43$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	15,71	7,5

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

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		C40/50	
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}	21,33 N/mm²
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	14,75 N/mm²
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,8667
		τ _{c1}	2,4

σ_c: -11,03 N/mm²
 σ_s: 121,9 N/mm²

ε_s: 0,6093 ‰
 d: 7,5 cm
 x: 4,318 x/d: 0,5758
 δ: 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 11,03 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 121,90 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.2.6 COMBINAZIONE CARATTERISTICA – MOMENTO FLETTENTE MASSIMO NEGATIVO

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 53,90$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -8,69$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	15,71	7,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 53,90 kN
 M_{xEd} 0 -8,69 kNm
 M_{yEd} 0 0

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 C40/50

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} 21,33 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 14,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

σ_c -6,301 N/mm²
 σ_s 58,56 N/mm²

ε_s 0,2928 ‰
 d 7,5 cm
 x 4,631 x/d 0,6174
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 6,30 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 58,56 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Per la verifica allo Stato Limite di fessurazione è stata utilizzata la procedura semplificata prevista dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009 – par. C4.1.2.2.4.6 – Tab. C4.1.II e C4.1.III. Le condizioni considerate sono riportate nella tabella seguente.

La verifica semplificata allo SL di fessurazione viene condotta secondo quanto previsto dalla Circolare C.S.LL.PP. n.617 del 02.02.2009, par. C4.1.2.2.4.6, tab. C4.1.II e C4.1.III.

TABELLA C4.1.II - Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Diametro massimo \varnothing delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	0

TABELLA C4.1.III - Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione			
Tensione nell'acciaio σ_s [N/mm ²]	Spaziatura massima s delle barre delle barre [mm]		
	$w_3 = 0,40$ mm	$w_2 = 0,30$ mm	$w_1 = 0,20$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	0
360	100	50	0

CRITERI DI SCELTA DELLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

I criteri di scelta dello Stato Limite di fessurazione sono definiti secondo quanto riportato dal D.M. 14.01.2008, par. 4.1.2.2.4.5, tab. 4.1.IV.

Condizioni ambientali: Armatura:

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. QUASI PERMANENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w1	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	48,93	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	10	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	50,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	25,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	200,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

COMBINAZIONE ALLO S.L.E. FREQUENTE

Stato limite:	apertura fessure		
Ampiezza massima delle fessure:	$w_d \leq$	w2	
Tensione massima nell'acciaio calcolata:	$\sigma_{s,max}$	103,60	[N/mm ²]
Diametro massimo delle barre di armature poste in opera:	\varnothing_{max}	10	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura poste in opera:	s_{max}	50,00	[mm]
Diametro massimo delle barre di armatura consentito:	\varnothing_{max}	32,00	[mm]
Spaziatura massima delle barre di armatura consentita:	s_{max}	300,00	[mm]

VERIFICA POSITIVA

12.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – MOMENTO FLETTENTE POSITIVO

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 69,14$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 18,10$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	15,71	7,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 69,14 kN
 M_{xEd} 18,10 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
 B450C C40/50
 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} 21,33 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 14,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

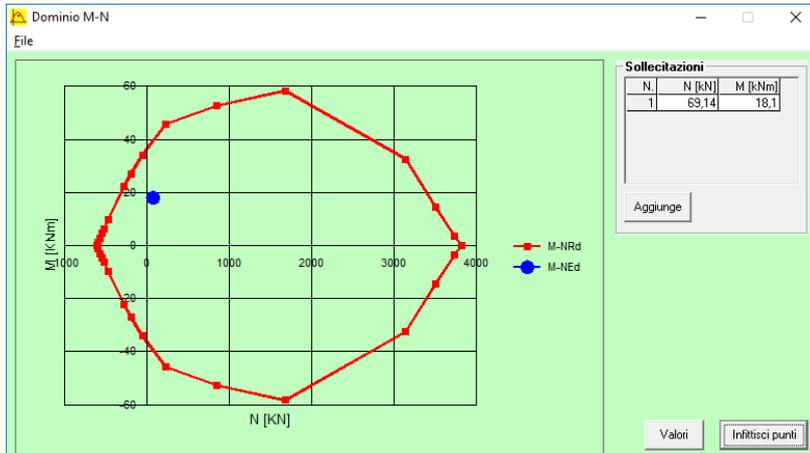
M_{xRd} 40,02 kNm
 σ_c -21,33 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 3,13 ‰
 d 7,5 cm
 x 3,96 x/d 0,5279
 δ 1

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 40,02 \text{ kNm} > M_{Sd} = 18,10 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

12.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE – MOMENTO FLETTENTE NEGATIVO

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 74,66$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -11,28$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	15	1	15,71	7,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 74,66 0 kN
 M_{xEd} -11,28 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
B450C **C40/50**
 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} 21,33 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 14,75 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,8667
 τ_{c1} 2,4

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

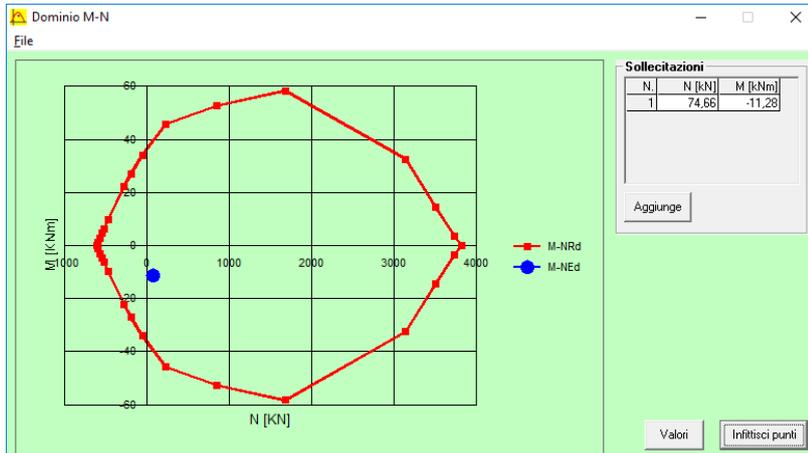
M_{xRd} -40,25 kNm
 σ_c -21,33 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 3,076 ‰
 d 7,5 cm
 x 3,992 x/d 0,5322
 δ 1

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -40,25 \text{ kNm} > M_{Sd} = -11,28 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

13 SOTTOSCRIZIONE DELL'ELABORATO DA PARTE DEL R.T.P.

STUDIO CORONA S.r.l.

ECOPLAN S.r.l.

I.T. S.r.l.

E&G S.r.l.

CONSORZIO UNING

ARKE' INGEGNERIA S.r.l.

SETAC S.r.l.

ING. RENATO DEL PRETE

DOTT. DANILO GALLO
