



Città Metropolitana di Milano

Progettazione esecutiva e realizzazione dei lavori di
riqualifica e potenziamento della S.P. EX S.S. 415
“Paullese” – 2° Lotto – 1° Stralcio tratto “A” da S.P. 39
“Cerca” alla progr. Km 12+746 (Intersezione TEEM)

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
ing. Carlo Maria Merlano

PROGETTAZIONE

Ing. Andrea Orio – OB2 Ingegneria Srl
Prof. Ing. Antonio Capsoni – B&C Associate
Ing. Valter Peisino – IG Ingegneria Geotecnica Srl
Studio Ing. Alessandro Berdini
Ing. Alex Pellegatta



I. G. INGEGNERIA GEOTECNICA s.r.l.
Dott. Ing. Valter PEISINO
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO
n° 753



APPALTATORE



GIMACO COSTRUZIONI Srl

ELABORATO

doc.239

CODICE

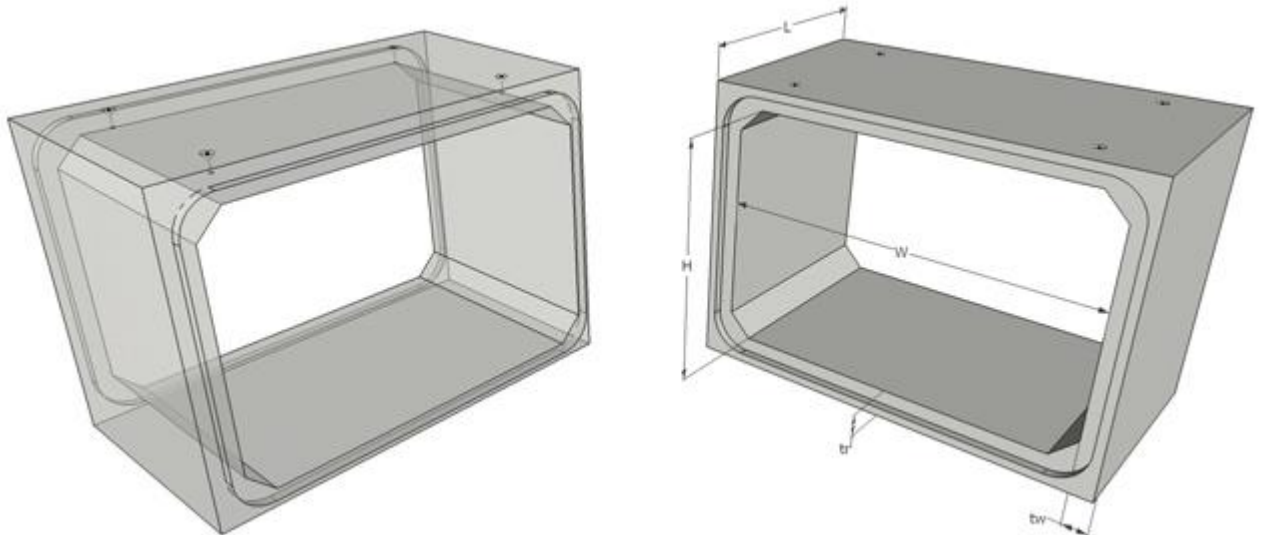
Relazione di calcolo scatolari prefabbricati per attraversamenti idraulici

1822_E_R_3.26.4_1

DATA	10/2018	REDATTO	EM/LG	VER.	A0	APPR.	A0	SCALA	-
REVISIONE	DATA	REDATTO		MOTIVAZIONE		APPROVATO		NOME FILE	C:\lavori...\1_LAV\1_PRO\3_PE \3_RLZN\COPREM\RDC_SCAT
01	26/10/18			AGGIORNAMENTO				REVISIONI	

RELAZIONE E FASCICOLO DI CALCOLO CON ELABORATI GRAFICI

**MANUFATTI PREFORMATI IN C.A.V.
SEZIONE RETTANGOLARE (250x75)cm L=200cm Sp.16cm
ELEMENTI DA PORSI IN OPERA INTERRATI
PER CARICHI VEICOLARI DI 1^a CATEGORIA
DATA: 28.03.2018**



Il Progettista strutturale



Dott. Ing. Ezio Masserdotti
Dott. Ing. Luca Galbusera

DESCRIZIONE

Trattasi di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare scatolare di profondità 200 cm a canna singola avente le dimensioni interne (250x75) cm con lo spessore dei traversi e dei piedritti pari a 16 cm.

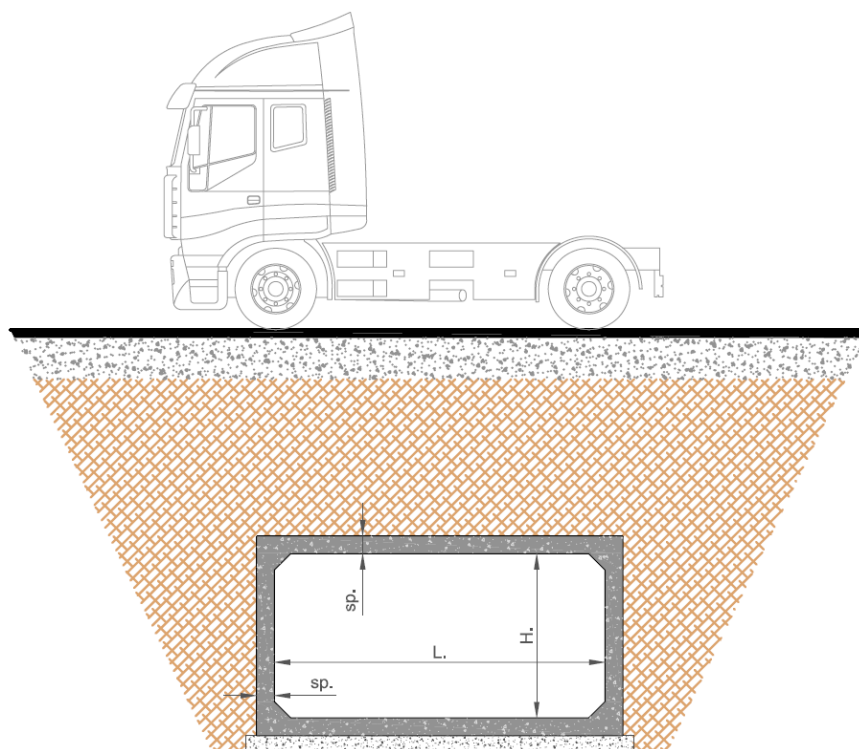
E' previsto prefabbricato in cantiere specializzato data la cura necessaria per produrre tale manufatto.

La quota tra l'estradosso dell'elemento e il terreno è variabile da 50 cm a 150 cm.

Le verifiche strutturali dei manufatti sono condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura.

Gli elementi scatolari dovranno essere autoportanti ed idonei a sopportare:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante;
- carichi variabili rappresentati da un automezzo da 600 kN per strade di I^a categoria;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- spinta idraulica interna in condizioni statiche (salvo diversamente specificato);
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località (tipo di costruzione 2, vita nominale dell'opera 100 anni, classe d'uso II, zona sismica 3 – bassa sismicità).



MATERIALI

Calcestruzzo C40/50

R_{ck}	500	(daN/cm ²)
f_{ck}	415	(daN/cm ²)
f_{cd}	277	(daN/cm ²)
f_{ct1}	235	(daN/cm ²) (S.L.U.)
σ_c	187	(daN/cm ²) (S.L.E.)
f_{ctd}	16,01	(daN/cm ²)
E_c	350000	(daN/cm ²)
ν		0,2

Classe di esposizione XC4 – XF1 – XA1 - “Corrosione indotta da carbonatazione - ambiente aggressivo”

Valori nominali di massima fessurazione (mm)

Combinazione frequente	0,30
Combinazione quasi permanente	0,20

Acciaio B450C

f_{tk}	5400	(daN/cm ²)
f_{yk}	4500	(daN/cm ²)
f_{sd}	3910	(daN/cm ²) (S.L.U.)
σ_y	3000	(daN/cm ²) (S.L.E.)
ϵ	0,0100	
E_a	2100000	(daN /cm ²)

Raggi di curvatura

D = diametro minimo del mandrino

barre	per $\phi \leq 16$ mm D=6 ϕ per $\phi \geq 16$ mm D=11 ϕ
staffe, ripartitori, legature/spilli	per $\phi \leq 12$ mm D=2 ϕ per $\phi > 12$ mm e < 18 mm D=4 ϕ per $\phi > 18$ mm e < 25 mm D=5 ϕ

Lunghezza di ancoraggio armature

La lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ necessaria ad ancorare le forze di trazione nell'armatura è data da:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \text{ dove: } \sigma_{sd} = f_{yd} \quad 391,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 3,69 \text{ N/mm}^2 \text{ (calcestruzzo C40/50)}$$

la lunghezza di ancoraggio di progetto $l_{b,rqd}$ è data da:

$$l_{bd} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times a_5 \times (\phi / 4) \quad l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad \max \{15\text{cm}; 26,5 \phi\}$$

dove: $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 = 1$

Si assume di conseguenza come valore di progetto il valore minimo $l_{b,min} = \max \{15\text{cm}; 26,5 \phi\}$

Il copriferro è dettato dalla classe di esposizione del calcestruzzo; nel nostro caso si è indicato un ambiente ordinario non aggressivo (XC4-XA1-XF1); dai prospetti 4.3N e 4.4N per classe strutturale S4, vita utile di progetto pari a 100 anni (aumento di 2 classi), classe di resistenza maggiore di C35/45 (riduzione di 1 classe), controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo (riduzione di 1 classe), si evince che il copriferro da considerare è pari a 30 mm ($c_{min} + 0 \text{ mm} (c_{dev}, \text{gli elementi non conformi sono scartati}) = 30 \text{ mm} (c_{nom})$) (come riportato dalle tabelle sotto riportate tratte dalle UNI EN1992-1-1 Eurocodice 2).

Per questo tipo di opere interrate si assume copriferro nom. min. pari a 3 cm.

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

METODO COSTRUTTIVO

Nell'ambito del presente lavoro è inclusa la fornitura di elementi prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato, a sezione rettangolare di dimensioni interne nette riportate nelle tavole di progetto.

I manufatti prefabbricati dovranno essere conformi alla norma Uni EN 14844:2012 con ricoprimenti minimi e massimi rilevati dal profilo longitudinale di progetto.

Le armature dovranno essere dimensionate secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i., in particolare dovranno essere realizzate con doppia rete elettrosaldata e ferri aggiuntivi sagomati.

I manufatti dovranno essere vibrocompressi, ben stagionati, compattati, levigati, lisci, perfettamente rettilinei, a sezione interna rettangolare, di spessore uniforme su tutte le pareti, scevri da screpolature e fessure, conforme alle Norme Tecniche per le Costruzioni.

I manufatti prefabbricati dovranno essere confezionati con calcestruzzo con classe di resistenza C40/50, con inerti perfettamente lavati di granulometria assortita di almeno tre granulometrie, rispettando il fuso granulometrico di Fuller, in conformità a quanto prescritto dalla UNI 206-2016. Il calcestruzzo dovrà essere prodotto nel cantiere di prefabbricazione con propri impianti di betonaggio, provvedendo oltre al controllo delle miscele, anche il controllo del rapporto a/c tenendo conto dell'umidità degli inerti.

I manufatti prefabbricati dovranno essere armati con gabbia rigida costituita da rete elettrosaldata di acciaio B450C e da eventuali ferri sagomati, saldati e posizionati correttamente in acciaio B450C, opportunamente calcolata e dimensionata in funzione dei carichi e delle sollecitazioni previste, copriferro min. come da normativa, verifica al rischio sismico ed alla fessurazione secondo la normativa vigente.

I manufatti dovranno essere posti in opera su base continua di calcestruzzo con classe di resistenza C12/15, armata con rete elettrosaldata di acciaio, dimensioni 6 mm, maglia 20x20 cm, stesa sovrapponendo maglia a maglia sulle giunzioni, con spessore minimo di 20 cm, compreso l'onere del controllo della livelletta con l'ausilio di idonee apparecchiature laser; **indicazioni da verificare e confermare da parte del Progettista e del Direttore dei Lavori delle strutture in opera anche sulla base delle indicazioni contenute nelle indagini geologiche e geotecniche.**

I manufatti dovranno avere lunghezza utile non inferiore a quanto indicato negli elaborati di progetto, completo di giunto a risega a tutto spessore, con possibilità di posizionamento di guarnizione, conforme alle norme UNI EN 681-1:2006, alloggiata su apposita sede, atta a garantire la perfetta tenuta idraulica con spessore di rinterro e caratteristiche come dai disegni di progetto, in conformità a quanto previsto dalla normativa italiana vigente sui cementi armati e compreso di ganci di sollevamento a fungo per la movimentazione.

Eventuali ispezioni per passo d'uomo dovranno essere predisposte con apposite dime in ferro zincato debitamente fissate all'armatura con adeguati cordoli di collegamento, il tutto integrato nel getto a perfetta regola d'arte.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = \gamma_{t,sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume del terreno)}$$

$$\Phi \text{ (angolo di attrito interno)} 30^\circ$$

$$c' = c_u = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$k_{\text{Winkler}} = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

categoria di sottosuolo tipo C (per la definizione dell'azione sismica di progetto)

In fase di apertura degli scavi dovrà essere confermato il dato di progetto assunto o in caso contrario dovranno essere assunte tutte le cautele del caso.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = \gamma_{t,sat} = 20,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume del terreno)}$$

$$\Phi \text{ (angolo di attrito interno)} 30^\circ$$

$$c' = c_u = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$k_0 \text{ (spinta a riposo)} = 1 - \sin \Phi = 0,50$$

categoria di sottosuolo tipo C (per la definizione dell'azione sismica di progetto)

In fase di chiusura degli scavi il materiale di rinterro dovrà essere adeguatamente compattato a tergo del manufatto.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni e per la procedura di verifica del progetto strutturale si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente:

- DM 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni “.

Inoltre sono state prese in considerazione le seguenti norme:

- UNI EN 1992: 2005 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1998: 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica.

METODO DI CALCOLO

Per il calcolo e verifica delle sollecitazioni si è utilizzato un programma agli elementi finiti:

SISMICAD della società Concrete srl.

Per le verifiche di resistenza si sono utilizzate le procedure del metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi (S.L.U.) secondo quanto prescritto dal D.M. 17.01.2018 eseguendo anche le verifiche degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che prevedono il controllo delle aperture delle fessure.

Le specifiche di calcolo sono riportate nell'allegato “Tabulati di calcolo”.

SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Lo schema considerato è quello di un telaio chiuso simmetrico su appoggio continuo su suolo alla Winkler e soggetto alle seguenti condizioni di carico:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante;
- carichi variabili rappresentati da un automezzo da 600 kN per strade di I^a categoria;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- spinta idraulica interna in condizioni statiche (salvo diversamente specificato);
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località.

ANALISI DEI CARICHI

Il ricoprimento tra l'estradosso dell'elemento e la sede stradale è considerato pari a 50 cm, condizione più gravosa rispetto al ricoprimento di 150 cm.

Carichi permanenti

Le azioni dovute ai carichi permanenti sono costituite dal peso del terrapieno sovrastante il manufatto e dal peso proprio dello scatolare:

$$P_{v,terr} = 0,50 \times 20,00 = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

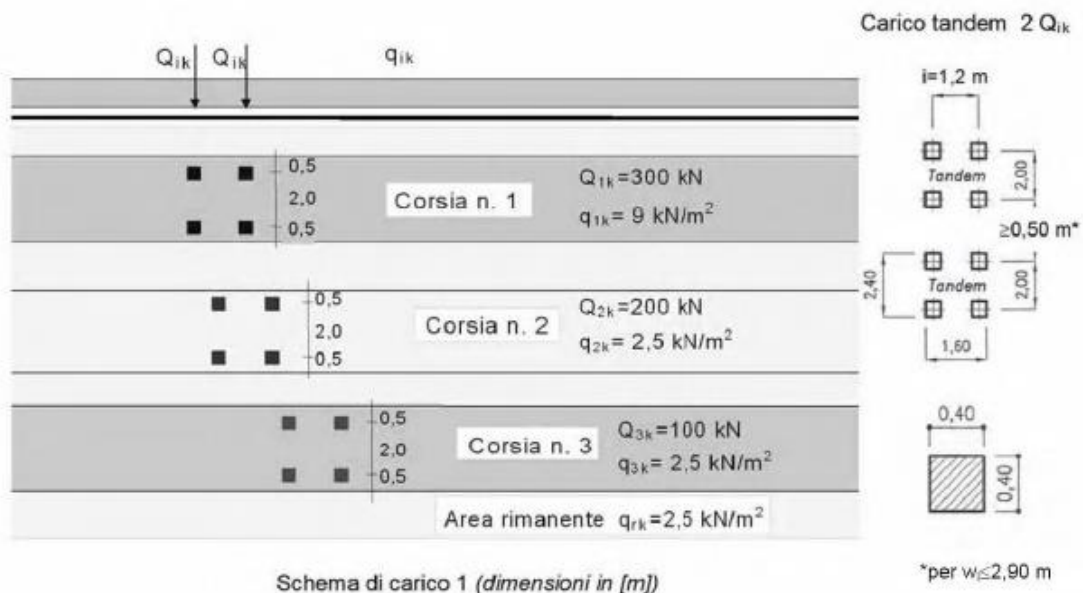
Il peso proprio, il cui peso specifico definito di 25 KN/m³, è valutato automaticamente dal programma.

Carichi variabili

Per il carico variabile (strade di I^a categoria) sulla soletta superiore dello scatolare viene considerato lo schema di carico 1; nel caso in esame il contributo più gravoso è rappresentato dai due assi del mezzo convenzionale (carico totale 600 kN, impronta 2,40 m x 1,60 m) che generano un carico distribuito (massicciata stradale e terreno con diffusione carico a 45°) riferito alla quota media della soletta pari a:

$$Q_{V,veic, sup} = 600 / ((2,40 + 0,50 \text{ tg}45^\circ \times 2 + 0,16) \times (1,60 + 0,50 \text{ tg}45^\circ \times 2 + 0,16)) = \\ = 600 / (3,56 \times 2,76) = 61,00 \text{ kN/m}^2$$

Date le dimensioni modeste dello scatolare non si considera il carico distribuito di 9,00 kN/m².



Spinta orizzontale del terreno

Viene schematizzata come un carico trapezoidale agente sulle pareti laterali a partire dall'interasse della soletta superiore fino all'interasse di quella inferiore:

$$P_{H,terr,sup} = 0,58 \times 20,00 \times 0,50 = 5,80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{H,terr,inf} = 1,49 \times 20,00 \times 0,50 = 14,90 \text{ kN/m}^2$$

Frenamento

Come riportato nella norma europea UNI EN 14844 si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari.

Incremento della spinta orizzontale dovuta ai carichi variabili

Il sovraccarico variabile agente sul terreno ai lati della struttura viene considerato pari allo schema di carico 1, in cui i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,00 m e lunga 2,20 m, terreno con diffusione carico a 30.

Al livello superiore vale:

$$Q_{H,veic,sup} = (600 / ((3,00 + 0,50 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,16) \times (2,20 + 0,50 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,16))) \times 0,50 = \\ = (600 / (4,16 \times 3,36)) \times 0,50 = 21,50 \text{ kN/m}^2$$

Al livello inferiore vale:

$$Q'_{H,veic,inf} = (600 / ((4,16 + 0,91 \operatorname{tg}30^\circ \times 2) \times (3,36 + 0,91 \operatorname{tg}30^\circ \times 2))) \times 0,50 = \\ = (600 / (5,21 \times 4,41)) \times 0,50 = 13,10 \text{ kN/m}^2$$

Acqua interna

Si è ipotizzato l'elemento a massimo livello non in pressione.

Sulla soletta inferiore si avrà sovraccarico accidentale pari a:

$$P_{v,acqua\ int} = 0,75 \times 10,00 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti il valore massimo della spinta al livello superiore sarà pari a:

$$Q_{H,idri,sup} = 0 \text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti il valore massimo della spinta al livello inferiore sarà pari a:

$$Q_{H,idri,inf} = 0,75 \times 10,00 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

Falda acquifera

Non è prevista la presenza della falda alle quote in progetto.

Azioni termiche

Dato che il manufatto (dimensioni modeste) risulta essere interrato e quindi non direttamente esposto agli eventi atmosferici, gli effetti dovuti alle variazioni termiche possono essere trascurati.

Azioni sismiche

Si considera la presenza di un sisma in accordo a quanto riportato dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i., tuttavia tale condizione risulta tra le meno impegnative se raffrontata all'applicazione degli SLU e degli SLE.

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato come descritto al paragrafo 7.9.5.4.2 del DM 17.01.2018 dove si specifica: "Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% della sua altezza, si può considerare che esso si muova con il suolo. In questo caso si assume un fattore di struttura $q=1$ e le forze di inerzia di progetto sono determinate considerando un'accelerazione pari ad $a_g \times S$."

Si ammette quindi che lo scatolare si muova insieme al terreno e non si applicano i particolari costruttivi inerenti la duttilità del capitolo 7 della normativa vigente.

Le forze di inerzia di progetto o forze pseudo statiche vengono determinate moltiplicando le masse per l'accelerazione pari a $a_g \times S$, in cui a_g è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito.

Le masse che generano tali forze di inerzia sono: peso proprio del traverso superiore, peso proprio dei piedritti, peso del terreno di ricoprimento, peso dei carichi permanenti gravanti sul traverso, considerando nullo il valore delle masse corrispondenti ai carichi da traffico (paragrafo 5.1.3.12 del D.M. 17.01.2018).

Oltre a questa forza bisogna considerare la spinta sismica dovuta al rinfiamento agente sui piedritti.

Inoltre la spinta sismica verticale non è stata presa in considerazione in quanto non significativa per opere interrato con queste dimensioni.

SLV:

Tipo di costruzione 2

Vita nominale dell'opera 100 anni

Classe d'uso II

Periodo di riferimento $V_r = 100 \times 1,00 = 100$ anni

$a_g = 0,2030$ g $F_o = 2,5283$ $T^*c = 0,2771$ s

Suolo tipo C

Categoria topografica T1

$S = S_s \times S_T = 1,39 \times 1,00 = 1,39$

Accelerazione massima del sito $a_{max} = 0,2830$ g

$\beta_m = 1$

$k_h = \beta_m \times a_{max} = 0,2830$

$k_v = 0,50 \times 0,2830 = 0,1415$

La forza orizzontale sismica da applicare a livello dell'interasse della soletta superiore è pari a:

$S_r = k_h \times ((\gamma_t \times H_{ric.}) + (\text{peso manufatto}/2/L))$

peso manufatto = 30,50 kN

$L = \text{larghezza media scatolare} = 2,66$ m

$S_r = 0,2830 \times ((0,50 \times 20,00) + (30,50 / 2 / 2,66)) = 4,50$ kN/m²

La spinta dinamica da applicare sui piedritti dello scatolare è pari a:

$E_d = E_{ws} + E_{wd} + E_{dd} = \gamma_w \times h_w + 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w + 1/2 \gamma^* (1 \pm k_v) K H$

$H = \text{altezza media scatolare} = 0,91$ m

$E_{ws} = \gamma_w \times h_w$, spinta statica dell'acqua esterna = 0

$E_{wd} = 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w$, spinta idrodinamica acqua esterna = 0

$\gamma^* = \text{peso di volume del terreno}$

$K = \text{coefficiente di spinta della terra statica + dinamica calcolata secondo la formula di Mononobe e Okabe:}$

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos\beta}} \right]^{-2}$$

ϕ = angolo di attrito interno = 30°

θ = $\arctan((k_h / (1 - k_v)) = 0,318$

β = inclinazione paramento = 0

$K = 0,603$

$E_{dd} = 1/2 \times 20,00 \times (1+0,1415) \times 0,603 \times 0,91 = 6,30 \text{ kN/m}^2$ (carico rettangolare sul piedritto)

ANALISI DEI CEDIMENTI

Dall'analisi del modello di calcolo dello scatolare soggetto ai carichi specificati nel paragrafo "Analisi dei carichi" si evince che allo S.L.E. gli spostamenti assoluti nel nodo di mezzzeria della soletta superiore sono di circa 0,40 cm, minori a 1/500 della lunghezza del traverso, compatibili con le comuni condizioni di posa.

	Condizione SLE	
	<i>SPOSTAMENTO ASSOLUTO [mm]</i>	<i>RAPPORTO DEFORMATA/LUCE</i>
<i>NODO SUPERIORE</i>	<i>-0,40 cm</i>	<i><1/500</i>
<i>NODO INFERIORE</i>	<i>trascurabile</i>	<i>-</i>

Le deformazioni così determinate risultano compatibili con la struttura ed in alcun modo pregiudizievoli all'utilizzo dell'opera.

VERIFICHE GEOTECNICHE

Calcolo delle pressioni medie sul terreno

Le pressioni medie di contatto sul terreno registrate allo S.L.U. sono pari a circa 1,50 daN/cm², valori ammissibili con le caratteristiche tecniche medie adottate per il terreno di appoggio, comunque da verificare rispetto alle indicazioni derivanti da specifiche indagini geologiche e geotecniche.

Criterio di calcolo della capacità portante

Le verifiche geotecniche sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3), nella quale sono applicati i coefficienti sulla resistenza globale (R3) per fondazioni superficiali.

Nella tabella 6.4.I estratta dalle NTC si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Una delle prime famiglie di formule per il calcolo della capacità portante fu proposta da Terzaghi (1943) valide nel caso in cui $D \leq B$. Meyerhof (1951,1963) propose una formula per il calcolo della capacità portante simile a quella di Terzaghi, introducendo però un fattore di forma s_q nel termine che tiene conto della profondità N_q . Inoltre introdusse dei fattori di profondità d_i e di pendenza i_i , per il caso in cui il carico trasmesso dalla fondazione è inclinato sulla verticale.

Il valore di q_{ult} ottenuto da Meyerhof non differisce sensibilmente da quello di Terzaghi fino a $D = B$, mentre per rapporti D/B elevati la differenza è più pronunciata.

Vista l'assenza di carichi inclinati, la formula per il calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per un carico verticale è di seguito riportata:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Dove:

N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza a taglio ϕ' ;

s_γ, s_q, s_c = fattori di forma, funzione del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

d_γ, d_q, d_c = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;

c = coesione del terreno di fondazione;

q = sovraccarico permanente di sconfinamento al livello del piano di posa della fondazione.

Verifica delle pressioni sul terreno

Si verifica a favore di sicurezza una striscia di fondazione di larghezza unitaria e la tensione massima del terreno risulta pari a :

Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)						
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$					1034	kN/m ²
con:						
$q' = \gamma_{sat} * d =$	31,4	kN/m ²	$d =$	1,57	m	
$\gamma_{sat} =$	20	kN/m ³	$B =$	1,00	m	
per $\phi =$	30°		$L =$	2,82	m	
$c' =$	0	kN/m ²				
	$N_c = 30,14$		$N_q = 18,40$		$N_\gamma = 15,67$	
	$s_c = 1,21$		$s_q = 1,11$		$s_\gamma = 1,11$	
	$d_c = 1,54$		$d_q = 1,27$		$d_\gamma = 1,27$	
Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)						
$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma =$					818	kN/m ²
con:						
$q' = \gamma_{sat} * d =$	31,4	kN/m ²	$d =$	1,57	m	
$\gamma_{sat} =$	20	kN/m ³	$B =$	1,00	m	
per $\phi =$	30°	0,524	$L =$	2,82	m	
$c' =$	0	kN/m ²				
	$N_c = 37,16$		$N_q = 22,46$		$N_\gamma = 11,26$	
	$s_c = 1,00$		$a = 3,35$		$\tan\phi = 0,58$	
	$K_{py} = 30,00$		$\pi = 180^\circ$		$\pi = 3,14$	
					$s_\gamma = 1,00$	

Considerando un fattore di sicurezza pari a 2,3 si ricavano le pressioni medie allo S.L.U. sul terreno da confrontare con i valori ottenuti dalla modellazione di calcolo.

A favore della sicurezza si considera la capacità ultima ricavata con la formula del Terzaghi più restrittiva rispetto a quella di Meyerhof.

Pressione terreno: $q_{ult} / F.S. = 8,18 \text{ daN/cm}^2 / 2,3 = 3,56 \text{ daN/cm}^2 > q_{max} = 1,50 \text{ daN/cm}^2$.

I sottoscritti Ing. Ezio Masserdotti e Ing. Luca Galbusera, in qualità di progettisti calcolatori delle opere di progetto,

DICHIARANO QUANTO SEGUE:

§10.2.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'**analisi statica lineare** utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'**analisi pseudo-statica** secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17.01.2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli **Stati Limiti**.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

§10.2.2 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Titolo:	SISMICAD
Versione:	12.1
Produttore-Distributore:	Concrete s.r.l.
Indirizzo web:	www.concrete.it

§10.2.3 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. Il fornitore del codice di calcolo ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

§10.2.4 Modalità di presentazione dei risultati.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

§10.2.5 Informazioni generali sull'elaborazione.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

§10.2.6 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.). In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è **corretta ed idonea al caso specifico**, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi **validi ed accettabili**.

TABULATO DI CALCOLO

Si riportano a seguire le estrapolazioni del tabulato di calcolo per lo scatolare in oggetto (tutti i valori si riferiscono alla lunghezza di 1,00 m).

1 Materiali

1.1 Materiali c.a.

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m²]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [kN/m³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Descrizione	Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
C40/50	50000	35547105	25	0.1	16157775	0.00001

1.2 Curve di materiali c.a.

Rck: Resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [kN/m²]

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [kN/m³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Curva: Curva caratteristica.

Reaz.traz.: Reagisce a trazione.

Comp.frag.: Ha comportamento fragile.

E.compr.: Modulo di elasticità a compressione. [kN/m²]

Incr.compr.: Incrudimento di compressione. Il valore è adimensionale.

EpsEc: Epsilon elastico a compressione. Il valore è adimensionale.

EpsUc: Epsilon ultimo a compressione. Il valore è adimensionale.

E.traz.: Modulo di elasticità a trazione. [kN/m²]

Incr.traz.: Incrudimento di trazione. Il valore è adimensionale.

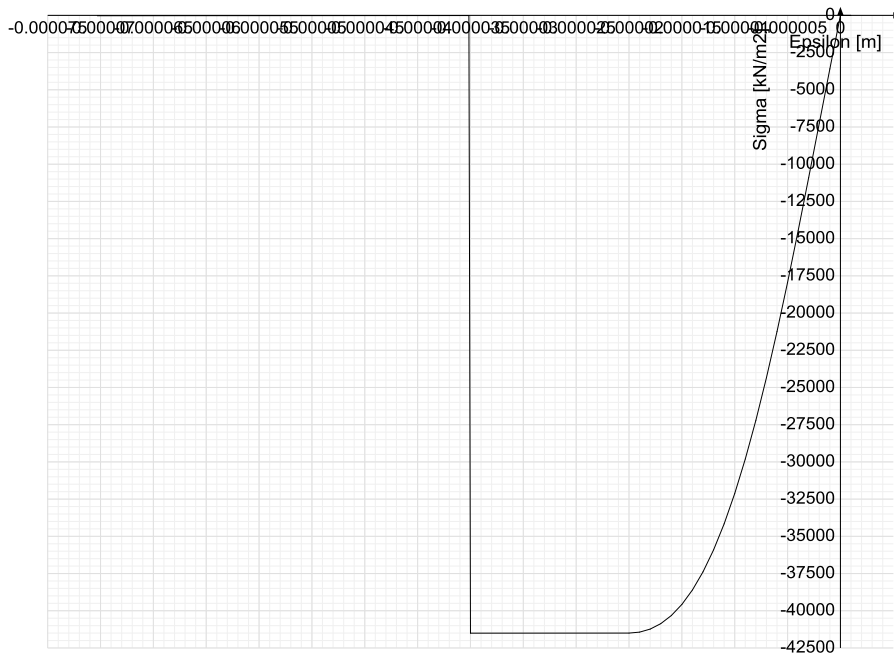
EpsEt: Epsilon elastico a trazione. Il valore è adimensionale.

EpsUt: Epsilon ultimo a trazione. Il valore è adimensionale.

Materiale: C40/50

Rck	E	Gamma	Poisson	G	Alfa
50000	35547105	25	0.1	16157775	0.00001

Curva									
Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
No	Si	35547105	0.0001	-0.002	-0.0035	35547105	0.0001	0.0000708	0.0000779



1.3 Armature

Descrizione: Descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: Resistenza caratteristica. [kN/m²]

Sigma amm.: Tensione ammissibile. [kN/m²]

Tipo: Tipo di barra.

E: Modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [kN/m²]

Gamma: Peso specifico del materiale. [kN/m³]

Poisson: Coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

G: Modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste. [kN/m²]

Alfa: Coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C⁻¹]

Livello di conoscenza: Indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ. 02/02/09 n. 617 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	Sigma amm.	Tipo	E	Gamma	Poisson	G	Alfa	Livello di conoscenza
B450C	450000	255000	Aderenza migliorata	206000000	78.5	0.3	79230769	0.000012	Nuovo

2 Dati di definizione

2.1 Preferenze commessa

2.1.1 Preferenze di analisi

Metodo di analisi	Sismica pseudo-statica
Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali	3
Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali	1.3
Coefficiente di sicurezza portanza pali	2.5

2.1.2 Preferenze di verifica

2.1.2.1 Normativa di verifica in uso

Norma di verifica	D.M. 17-01-18 (N.T.C.)
Cemento armato	Preferenze analisi di verifica in stato limite

2.1.2.2 Normativa di verifica C.A.

Coefficiente di omogeneizzazione	14	
Gamma s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15	
Gamma c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5	
Dimensione limite fessure w1 §4.1.2.2.4.1	0.0002	[m]
Dimensione limite fessure w2 §4.1.2.2.4.1	0.0003	[m]
Dimensione limite fessure w3 §4.1.2.2.4.1	0.0004	[m]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore q	No	
Copriferro secondo EC2	Si	

2.1.3 Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	0.3	[m]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	0.3	[m]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli	
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento	
Metodo P-Delta	non utilizzato	
Analisi buckling	non utilizzata	
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2	
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci di pareti in legno	1	
Tolleranza di parallelismo	4.99	[deg]
Tolleranza di unicità punti	0.1	[m]
Tolleranza generazione nodi di aste	0.01	[m]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99	[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	0.04	[m]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	1	[m]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No	
Modello elastico pareti in muratura	Gusci	
Concentra masse pareti nei vertici	No	
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica	
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000	
Metodo di risoluzione della matrice	Matrici sparse	
Scrivi commenti nel file di input	No	
Scrivi file di output in formato testo	No	
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali	
Moltiplicatore rigidità molla torsionale applicata ad aste di fondazione	1	
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico	

2.2 Azioni e carichi

2.2.1 Combinazioni di carico

Famiglia Limite ultimo

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	LU 1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,35	1,35	1,35	0	1,35
2	LU 2	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	1,35	0	1,35
3	LU 3	1,35	1,35	1,35	1,5	1,35	1,35	0	0	1,35
4	LU 4	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	0	1,35
5	LU 5	1,35	1,35	1,35	1,5	1,35	0	1,35	0	1,35
6	LU 6	1,35	1,35	1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35
7	LU 7	1,35	1,35	1,35	1,5	0	1,35	1,35	0	1,35
8	LU 8	1,35	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35
9	LU 9	1,35	1,35	1,35	1,5	0	1,35	0	0	1,35
10	LU 10	1,35	1,35	1,35	0	0	1,35	0	0	1,35
11	LU 11	1,35	1,35	1,35	1,5	0	0	1,35	0	1,35
12	LU 12	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,35	0	1,35
13	LU 13	1,35	1,35	1,35	1,5	0	0	0	0	1,35
14	LU 14	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0	0	1,35
15	LU 15	1	1	1	1	0	0	0	1	1
16	LU 16	1	1	1	0	0	0	0	1	1

Famiglia Esercizio rara

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	RA 1	1	1	1	1	1	1	1	0	1
2	RA 2	1	1	1	0	1	1	1	0	1
3	RA 3	1	1	1	1	1	1	0	0	1
4	RA 4	1	1	1	0	1	1	0	0	1
5	RA 5	1	1	1	1	1	0	1	0	1
6	RA 6	1	1	1	0	1	0	1	0	1
7	RA 7	1	1	1	1	0	1	1	0	1
8	RA 8	1	1	1	0	0	1	1	0	1
9	RA 9	1	1	1	1	0	1	0	0	1
10	RA 10	1	1	1	0	0	1	0	0	1
11	RA 11	1	1	1	1	0	0	1	0	1
12	RA 12	1	1	1	0	0	0	1	0	1
13	RA 13	1	1	1	1	0	0	0	0	1
14	RA 14	1	1	1	0	0	0	0	0	1

Famiglia Esercizio frequente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	FR 1	1	1	1	1	0,75	0,75	0,75	0	1
2	FR 2	1	1	1	0	0,75	0,75	0,75	0	1
3	FR 3	1	1	1	1	0,75	0,75	0	0	1
4	FR 4	1	1	1	0	0,75	0,75	0	0	1
5	FR 5	1	1	1	1	0,75	0	0,75	0	1
6	FR 6	1	1	1	0	0,75	0	0,75	0	1
7	FR 7	1	1	1	1	0	0,75	0,75	0	1
8	FR 8	1	1	1	0	0	0,75	0,75	0	1
9	FR 9	1	1	1	1	0	0,75	0	0	1
10	FR 10	1	1	1	0	0	0,75	0	0	1
11	FR 11	1	1	1	1	0	0	0,75	0	1
12	FR 12	1	1	1	0	0	0	0,75	0	1
13	FR 13	1	1	1	1	0	0	0	0	1
14	FR 14	1	1	1	0	0	0	0	0	1

Famiglia Esercizio quasi permanente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	QP 1	1	1	1	1	0	0	0	0	1
2	QP 2	1	1	1	0	0	0	0	0	1

2.2.2 Definizioni di carichi lineari

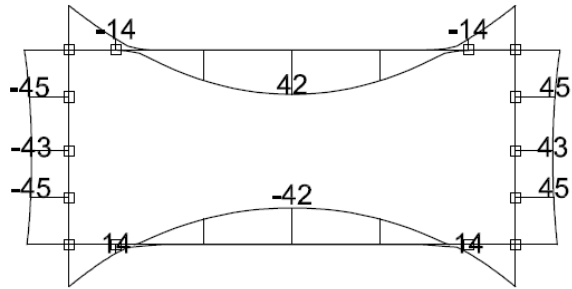
Nome	Condizione Descrizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
Soletta copertura	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Acqua interna	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	-61	-61	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	4.5	4.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	-10	-10	0	0	0	0	0	0
	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Soletta inferiore	Spinta terra Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Acqua interna	0	0	0	0	-7.5	-7.5	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Sx	5.8	14.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piedritto Sx	Spinta terra Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Acqua interna	0	-7.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	21.5	13.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	6.3	6.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Piedritto Dx	Spinta terra Dx	-5.8	-14.9	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Acqua interna		0	7.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Variabile veicolare		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spinta sovraccarico Sx		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spinta sovraccarico Dx		-21.5	-13.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Spinta dinamica terra		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso terreno		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

3 Diagrammi involuppi

3.1 Involuppi SLU

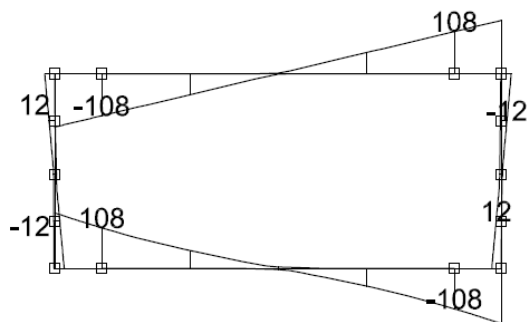
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

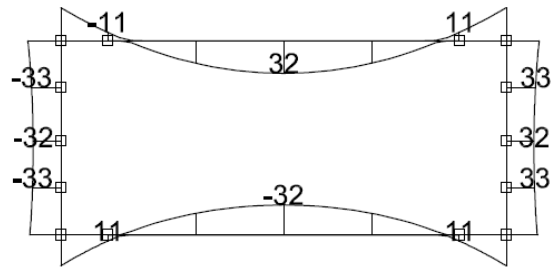
[kN]



3.2 Involuppi SLE

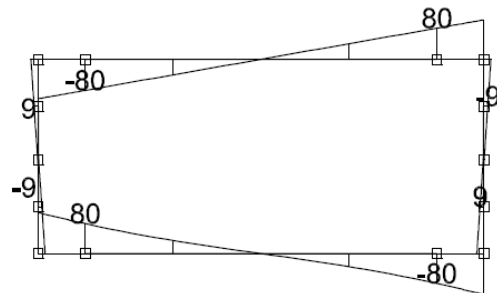
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

[kN]

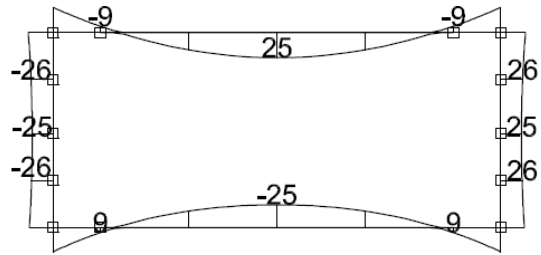


3.3 Involuppi SLE (frequente e quasi permanente)

INVILUPPO MOMENTI

COMB. FREQUENTE

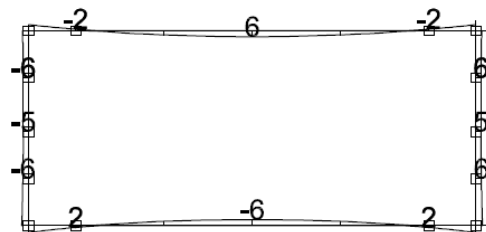
[kNm]



INVILUPPO MOMENTI

COMB. QUASI PERMANENTE

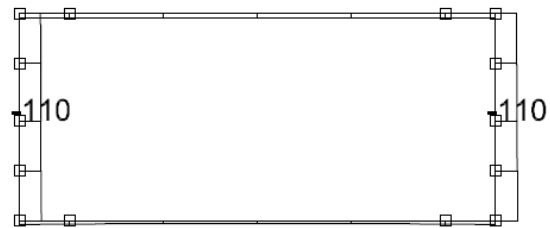
[kNm]



3.4 Involuppi N SLE

INVILUPPO ASSIALI SLE (60% di 110 kN = 66 kN)

[kN]



4. Verifiche

Verifica della sezione della soletta sup. per flessione (Mmax)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γ_c	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σ_c	18,7	N/mm ²	S.L.E.
ε_{c1}	2 ‰		
ε_{cu}	3,5 ‰		

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γ_s	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σ_s	320	N/mm ²	S.L.E.
ε_{sd}	1,90 ‰		
ε_{su}	10 ‰		

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	32,00	42,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
4	12	4,52
		10,46

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
0	0	0,00
0	0	0,00
		1,41

Verifiche S.L.E.

ρ_s	0,00805		
ρ'_s	0,00109		
ω_t	0,12789		
δ	0,90842		
x	4,82	cm	
Ji	13598	cm ⁴	
$\sigma_c =$	11,34	N/mm ²	OK
$\sigma_s =$	269,47	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω_{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω_s	0,13390	OK	
ω'_s	0,01809	OK	
x	1,51	cm	
z _s	12,25	cm	
z' _s	-2,25	cm	
ε_s	0,0207		
ε'_s	0,0021		
Mrd=	48,89	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ω_k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	12,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0139		
Stm	136,03	mm	
Mk	25,00	kNm	
σ_s	210,52	N/mm ²	
ε_{sm}	0,0010		
$\omega_k =$	0,24	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ω_k max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	12,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0139		
Stm	136,03	mm	
Mk	6,00	kNm	
σ_s	50,53	N/mm ²	
ε_{sm}	0,0002		
$\omega_k =$	0,06	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo della soletta superiore per flessione

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2 ‰		
εcu	3,5 ‰		

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90 ‰		
εsu	10 ‰		

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	11,00	14,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	10	3,93
0	0	0,00
		5,34

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
0	0	0,00
		5,94

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00411		
ρ' _s	0,00457		
ω _t	0,12146		
δ	0,59503		
x	3,61	cm	
J _i	8192	cm ⁴	
σ _c =	4,85	N/mm ²	OK
σ _s =	176,53	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,06826	OK	
ω' _s	0,07600	OK	
x	-0,10	cm	
z _s	13,05	cm	
z' _s	-3,05	cm	
ε _s	-0,3653		
ε' _s	-0,0870		
Mrd=	30,19	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	10,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0071		
Stm	190,43	mm	
Mk	9,00	kNm	
σ _s	144,44	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0007		
ω _k =	0,23	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	10,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0071		
Stm	190,43	mm	
Mk	2,00	kNm	
σ _s	32,10	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0002		
ω _k =	0,05	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo della soletta superiore per taglio

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	80,00	108,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	10	3,93
0	0	0,00
		5,34

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
0	0	0,00
		5,94

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	108,00	kN	
k	2,24		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,004	vrd	0,62
Nsd	0,00	kN	
σ	0,000	kN/cm ²	
Vrd	80,30	kN	>Vsd
elemento fessurato dal momento flettente			

Dimensionamento delle armature trasversali

Vsd	108,00	kN	
Nsd	0,00	kN	
arm. φ	8		
n°braccia	5		
area arm.	2,51	cm ²	
passo arm.	12	cm	
α	90	ctg(α)	0
		sin(α)	1
θ	40	ctg(θ)	1
		sin(θ)	0,64
Vrsd	114,27	kN	verifica a taglio trazione Vrsd>Vsd
f'cd	13,8	N/mm ²	
σcp	0,00	N/mm ²	0,25fcd
			6,9
			N/mm ²
αc	1,00		
Vrcd	796,96	kN	verifica a taglio compressione Vrcd>Vsd
Vrd	114,27	kN	verifica a taglio Vrd>Vsd
OK			

Verifica della sezione della soletta inf. per flessione (Mmax)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	32,00	42,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
4	12	4,52
		10,46

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
0	0	0,00
0	0	0,00
		1,41

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00805		
ρ' _s	0,00109		
ω _t	0,12789		
δ	0,90842		
x	4,82	cm	
J _i	13598	cm ⁴	
σ _c =	11,34	N/mm ²	OK
σ _s =	269,47	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,13390	OK	
ω' _s	0,01809	OK	
x	1,51	cm	
Z _s	12,25	cm	
Z' _s	-2,25	cm	
ε _s	0,0207		
ε' _s	0,0021		
Mrd=	48,89	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	12,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0139		
Stm	136,03	mm	
Mk	25,00	kNm	
σ _s	210,52	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0010		
ω _k =	0,24	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	12,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0139		
Stm	136,03	mm	
Mk	6,00	kNm	
σ _s	50,53	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0002		
ω _k =	0,06	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo della soletta inferiore per flessione

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2 ‰		
εcu	3,5 ‰		

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90 ‰		
εsu	10 ‰		

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	11,00	14,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	10	3,93
0	0	0,00
		5,34

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
0	0	0,00
		5,94

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00411		
ρ' _s	0,00457		
ω _t	0,12146		
δ	0,59503		
x	3,61	cm	
J _i	8192	cm ⁴	
σ _c =	4,85	N/mm ²	OK
σ _s =	176,53	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,06826	OK	
ω' _s	0,07600	OK	
x	-0,10	cm	
z _s	13,05	cm	
z' _s	-3,05	cm	
ε _s	-0,3653		
ε' _s	-0,0870		
Mrd=	30,19	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	10,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0071		
Stm	190,43	mm	
Mk	9,00	kNm	
σ _s	144,44	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0007		
ω _k =	0,23	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	10,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0071		
Stm	190,43	mm	
Mk	2,00	kNm	
σ _s	32,10	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0002		
ω _k =	0,05	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo della soletta inferiore per taglio

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	80,00	108,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	10	3,93
0	0	0,00
		5,34

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
0	0	0,00
		5,94

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	108,00	kN		
k	2,24			
kmax	2,00	vmin	0,64	
ρ	0,004	vrd	0,62	
Nsd	0,00	kN		
σ	0,000	kN/cm ²		
Vrd	80,30	kN	>Vsd	KO
elemento fessurato dal momento flettente				

Dimensionamento delle armature trasversali

Vsd	108,00	kN			
Nsd	0,00	kN			
arm. φ	8				
n°braccia	5				
area arm.	2,51	cm ²			
passo arm.	12	cm			
α	90	ctg(α)	0	sin(α)	1
θ	40	ctg(θ)	1	sin(θ)	0,64
Vr _{sd}	114,27	kN	verifica a taglio trazione Vr _{sd} >Vsd		
f'cd	13,8	N/mm ²			
σcp	0,00	N/mm ²	0,25fcd	6,9	N/mm ²
αc	1,00				
Vr _{cd}	796,96	kN	verifica a taglio compressione Vr _{cd} >Vsd		
Vrd	114,27	kN	verifica a taglio Vrd>Vsd		
					OK

**Verifica della sezione in mezzera
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	32,00	43,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		66,00	89,10

d'	3,0	cm
d	13,0	cm
Ai	1766,69	cm ²
Ji	38301	cm ⁴
i ²	21,68	cm ²
u	2,7	cm
e	48,48	cm

sez. parz.

Verifiche S.L.E. (sezione parzializzata)

d _o	40,48	cm	
d _s	53,48	cm	
d' _s	43,48	cm	
δm/b	0,84	cm ⁻¹	
equaz.	-2,7E-05		
x	4,79	cm	
Si	261,13	cm ²	
σ _c =	12,12	N/mm ²	OK
σ _s =	290,34	N/mm ²	OK

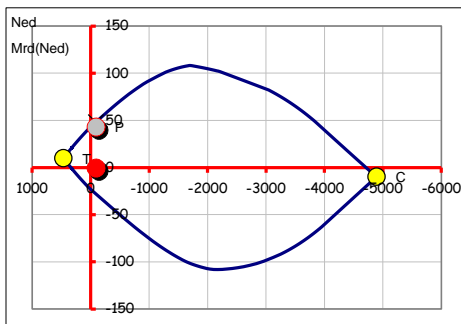
N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
5	10	3,93
		8,48

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifiche S.L.U.



Mrd =	48,05	kN	OK
-------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	10,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0113		
Stm	138,42	mm	
Mk	25,00	KNm	
Nk	66,00	KN	
σ _s	218,38	N/mm ²	
ε sm	0,0011		
ω _k =	0,25	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	10,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0113		
Stm	138,42	mm	
Mk	5,00	KNm	
Nk	66,00	KN	
σ _s	16,89	N/mm ²	
ε sm	0,0001		
ω _k =	0,02	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo sup. del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	%	
εcu	3,5	%	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	%	
εsu	63	%	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	33,00	45,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		66,00	89,10

d'	3,0	cm
d	13,0	cm
Ai	1766,69	cm ²
Ji	38301	cm ⁴
i ²	21,68	cm ²
u	2,7	cm
e	50,00	cm sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
5	10	3,93
		8,48

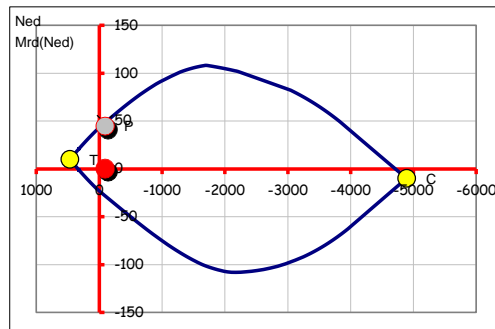
N° ferri area compressa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	42,00	cm
d _s	55,00	cm
d' _s	45,00	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	-3,6E-05	
x	4,78	cm
Si	252,60	cm ³
σ _c =	12,49	N/mm ² OK
σ _s =	300,63	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	48,05	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali non aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,3	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	10,00	mm
A _{ceff.}	750,00	cm ²
δ	0,0113	
Stm	138,42	mm
Mk	26,00	KNm
Nk	66,00	KN
σ _s	228,65	N/mm ²
ε sm	0,0011	
ω _k =	0,26	mm OK

combinazione quasi permanente		
condizioni ambientali non aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,2	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	10,00	mm
A _{ceff.}	750,00	cm ²
δ	0,0113	
Stm	138,42	mm
Mk	6,00	KNm
Nk	66,00	KN
σ _s	25,95	N/mm ²
ε sm	0,0001	
ω _k =	0,03	mm OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo sup.
del piedritto per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50 N/mm ²	
fck	41,5 N/mm ²	
fctm	3,60 N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52 N/mm ²	
fctd	1,68 N/mm ²	
Ec	34881 N/mm ²	
γc	1,5	
fcd	27,7 N/mm ²	
fc1	23,5 N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42 N/mm ²	
σc	18,7 N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540 N/mm ²	
fyk	450 N/mm ²	
Es	206000 N/mm ²	
γs	1,15	
fsd	391 N/mm ²	S.L.U.
σs	320 N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	9,00	12,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
5	10	3,93
		8,48

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	12,00	kN	
k	2,24		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,007	vrd	0,72
Nsd	89,10	kN	
σ	0,056	kN/cm ²	
Vrd	104,55	kN	>Vsd
OK			
elemento fessurato dal momento flettente			

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo inf.
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	33,00	45,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		66,00	89,10

d'	3,0	cm
d	13,0	cm
Ai	1766,69	cm ²
Ji	38301	cm ⁴
i ²	21,68	cm ²
u	2,7	cm
e	50,00	cm
		sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
5	10	3,93
		8,48

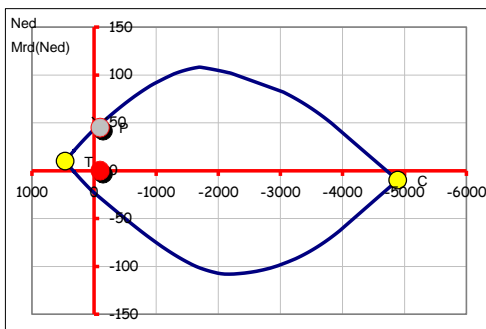
N° ferri area compressa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	42,00	cm
d _s	55,00	cm
d' _s	45,00	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	-3,6E-05	
x	4,78	cm
Si	252,60	cm ³
σ _c =	12,49	N/mm ² OK
σ _s =	300,63	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	48,05	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	10,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0113		
Stm	138,42	mm	
Mk	26,00	KNm	
Nk	66,00	KN	
σ _s	228,65	N/mm ²	
ε sm	0,0011		
ω _k =	0,26	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali non aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	10,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0113		
Stm	138,42	mm	
Mk	6,00	KNm	
Nk	66,00	KN	
σ _s	25,95	N/mm ²	
ε sm	0,0001		
ω _k =	0,03	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo inf. del piedritto per taglio

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	320	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	9,00	12,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	10	3,14
5	10	3,93
		8,48

N° ferri area compressa

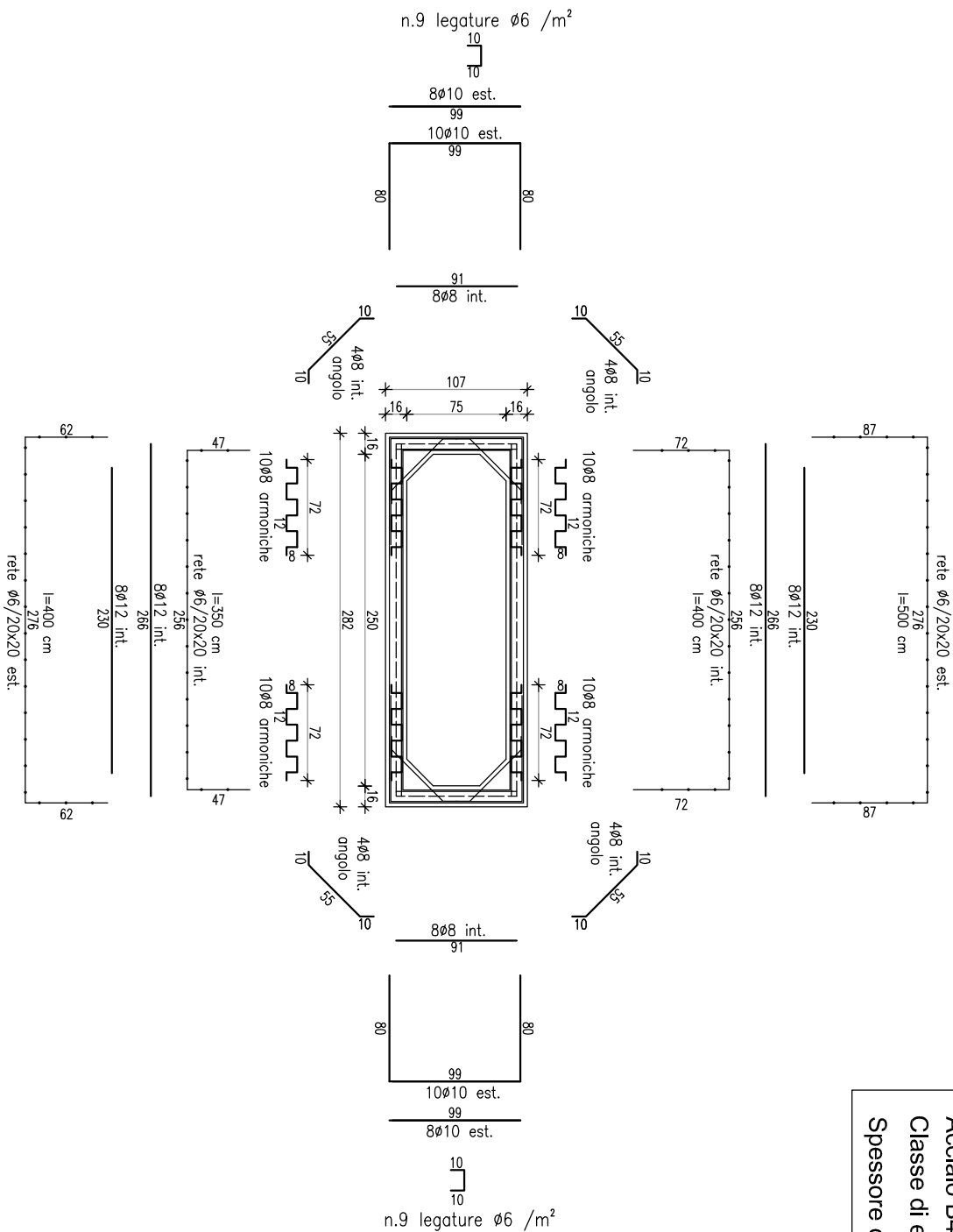
n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	12,00	kN	
k	2,24		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,007	vrd	0,72
Nsd	89,10	kN	
σ	0,056	kN/cm ²	
Vrd	104,55	kN	>Vsd
			OK

SCHEMA ARMATURE – SCATOLARE (250x75)cm L=200cm sp.16cm

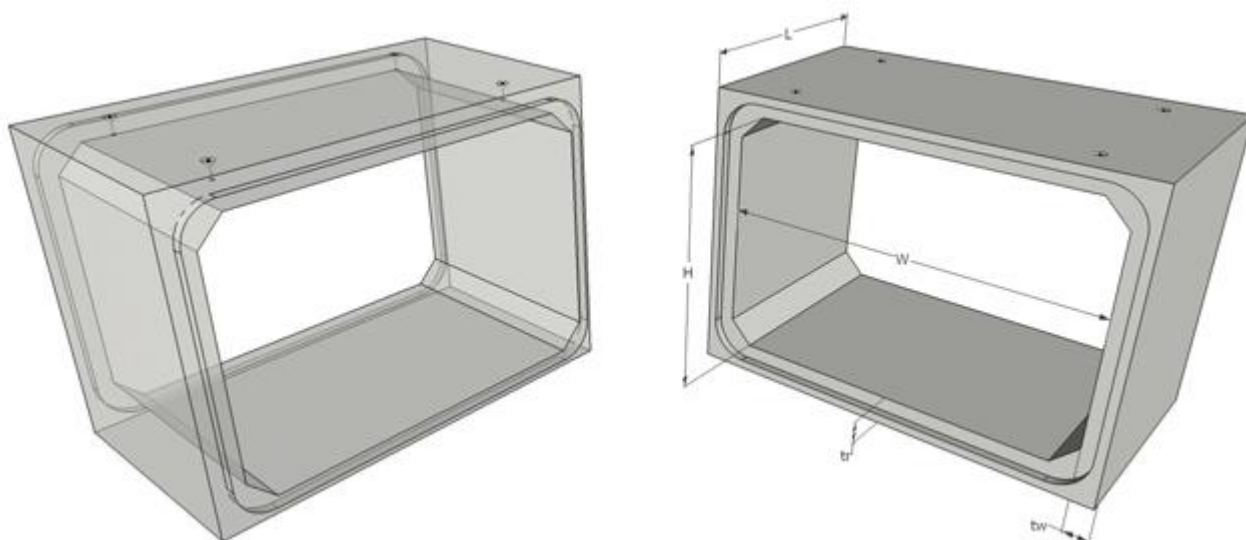
Note: ric. 50-150 cm e carichi veicolari f^cat.



Calcestruzzo C40/50 R_{ck} 500 (daN/cm²)
 Acciaio B450C f_{yk} 4500 (daN/cm²)
 Classe di esposizione XC4-XF1-XA1
 Spessore copriferro min.3 cm

RELAZIONE E FASCICOLO DI CALCOLO CON ELABORATI GRAFICI

MANUFATTI PREFORMATI IN C.A.V.
SEZIONE RETTANGOLARE 150x150x200CM SP.16CM
ELEMENTO DA PORSI IN OPERA INTERRATO
PER CARICHI VEICOLARI DI 1^A CATEGORIA



Il Progettista strutturale



Dott. Ing. Ezio Masserdotti
Dott. Ing. Luca Galbusera

DESCRIZIONE

Si tratta di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare scatolare di profondità 200 cm a canna singola avente le dimensioni interne (150x150)cm con lo spessore dei traversi e ritti di cm 16,00 cm.

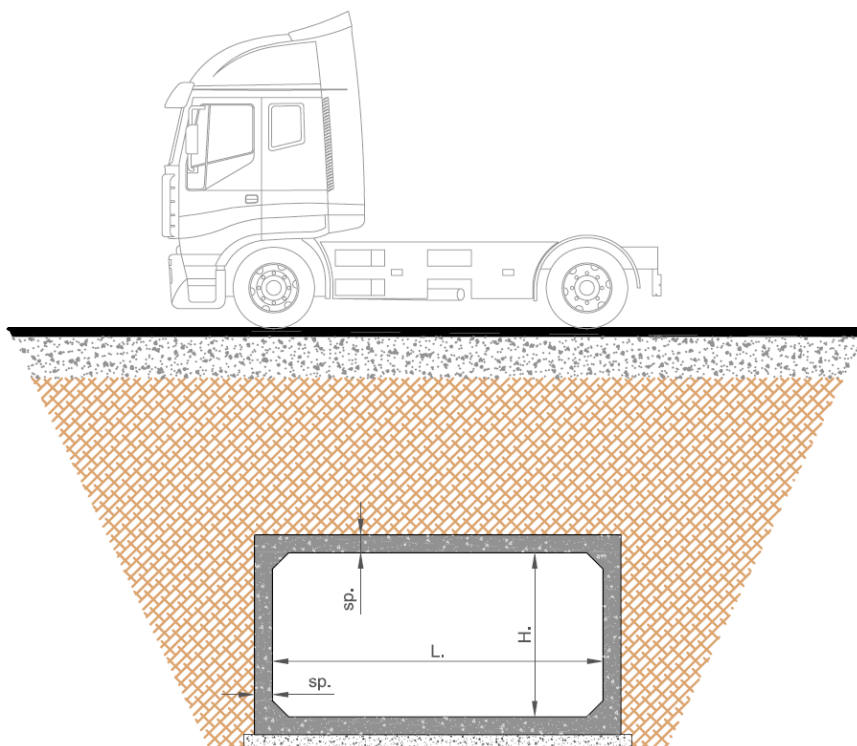
E' previsto prefabbricato in cantiere specializzato data la cura necessaria per produrre tale manufatto.

La quota tra l'estradosso dell'elemento e il terreno è variabile da 50 cm a 250 cm.

Le verifiche strutturali dei manufatti sono condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura.

Gli elementi scatolari dovranno essere autoportanti ed idonei a sopportare:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante;
- carichi variabili rappresentati da un automezzo da 600kN per strade di I^a categoria;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- spinta idraulica interna in condizioni statiche (salvo diversamente specificato);
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località (tipo di costruzione 2, vita nominale dell'opera 100 anni, classe d'uso II, zona sismica 4 – bassa sismicità).



MATERIALI

Calcestruzzo C40/50

R_{ck}	500	(daN/cm ²)
f_{ck}	415	(daN/cm ²)
f_{cd}	277	(daN/cm ²)
f_{c1}	235	(daN/cm ²) (S.L.U.)
σ_c	187	(daN/cm ²) (S.L.E.)
f_{ctd}	16,01	(daN/cm ²)
E_c	350000	(daN/cm ²)
ν		0,2

Classe di esposizione XC2-XC3 – “Corrosione indotta da carbonatazione–ambiente ordinario deb. aggressivo”

Valori nominali di massima fessurazione (mm)

Combinazione frequente	0,40
Combinazione quasi permanente	0,30

Acciaio B450C

f_{tk}	5400	(daN/cm ²)
f_{yk}	4500	(daN/cm ²)
f_{sd}	3910	(daN/cm ²) (S.L.U.)
σ_y	3000	(daN/cm ²) (S.L.E.)
ϵ	0,0100	
E_a	2100000	(daN /cm ²)

Raggi di curvatura

D =diametro minimo del mandrino

barre
staffe, ripartitori, legature/spilli

per $\phi \leq 16$ mm	D=6 ϕ
per $\phi \geq 16$ mm	D=11 ϕ
per $\phi \leq 12$ mm	D=2 ϕ
per $\phi > 12$ mm e < 18 mm	D=4 ϕ
per $\phi > 18$ mm e < 25 mm	D=5 ϕ

Lunghezza di ancoraggio armature

La lunghezza di ancoraggio di base $l_{b,rqd}$ necessaria ad ancorare le forze di trazione nell'armatura è data da:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \text{ dove: } \sigma_{sd} = f_{yd} \quad 391,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 3,69 \text{ N/mm}^2 \text{ (calcestruzzo C40/50)}$$

la lunghezza di ancoraggio di progetto $l_{b,rqd}$ è data da:

$$l_{bd} = a_1 \times a_2 \times a_3 \times a_4 \times a_5 \times (\phi / 4) \quad l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad \max \{15\text{cm}; 26,5 \phi\}$$

dove: $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 = 1$

Si assume di conseguenza come valore di progetto il valore minimo $l_{b,min} = \max \{15\text{cm}; 26,5 \phi\}$

copriferro nom. min. 3 cm

Il copriferro è dettato dalla classe di esposizione del calcestruzzo; nel nostro caso si è indicato un ambiente ordinario non aggressivo (XC2-XC3); dai prospetti 4.3N e 4.4N per classe strutturale S4, vita utile di progetto pari a 100 anni, classe di resistenza maggiore di C35/45, controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo, si evince che il copriferro da considerare è pari a 25 mm + 5 mm (cdev)= 30 mm (come riportato dalle tabelle sotto riportate tratte dalle UNI EN1992-1-1 Eurocodice 2);

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

METODO COSTRUTTIVO

Nell'ambito del presente lavoro è inclusa la fornitura di elementi prefabbricati in calcestruzzo vibrocompresso armato, a sezione rettangolare di dimensioni interne nette riportate nelle tavole di progetto.

I manufatti prefabbricati dovranno essere conformi alla norma Uni EN 14844:2006 con ricoprimenti minimi e massimi rilevati dal profilo longitudinale di progetto.

Le armature dovranno essere dimensionate secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i., in particolare dovranno essere realizzate con doppia rete elettrosaldata e ferri aggiuntivi sagomati.

I manufatti dovranno essere vibrocompressi, ben stagionati, compattati, levigati, lisci, perfettamente rettilinei, a sezione interna rettangolare, di spessore uniforme su tutte le pareti, scevri da screpolature e fessure, conforme alle Norme Tecniche per le Costruzioni.

I manufatti prefabbricati dovranno essere confezionati con calcestruzzo con classe di resistenza C40/50 N/mm², con inerti perfettamente lavati di granulometria assortita di almeno tre granulometrie, rispettando il fuso granulometrico di Fuller, in conformità a quanto prescritto dalla UNI 206-2001. Il calcestruzzo dovrà essere prodotto nel cantiere di prefabbricazione con propri impianti di betonaggio, provvedendo oltre al controllo delle miscele, anche il controllo del rapporto a/c tenendo conto dell'umidità degli inerti.

I manufatti prefabbricati dovranno essere armati con gabbia rigida costituita da rete elettrosaldata di acciaio B450C e da eventuali ferri sagomati, saldati e posizionati correttamente in acciaio B450C, opportunamente calcolata e dimensionata in funzione dei carichi e delle sollecitazioni previste, copriferro min. come da normativa, verifica al rischio sismico ed alla fessurazione secondo la normativa vigente.

I manufatti dovranno essere posti in opera su base continua di calcestruzzo con classe di resistenza C12/15, armata con rete elettrosaldata di acciaio, dimensioni 6 mm, maglia 20x20 cm, stesa sovrapponendo maglia a maglia sulle giunzioni, con spessore minimo di 20 cm, perfettamente lisciata compreso l'onere del controllo della livelletta con l'ausilio di idonee apparecchiature laser.

I manufatti dovranno avere lunghezza utile non inferiore a quanto indicato negli elaborati di progetto, completo di giunto a risega a tutto spessore, con possibilità di posizionamento di guarnizione, conforme alle norme UNI EN 681-1:2006, alloggiata su apposita sede, atta a garantire la perfetta tenuta idraulica con spessore di rinterro e caratteristiche come dai disegni di progetto, in conformità a quanto previsto dalla normativa italiana vigente sui cementi armati D.M. 17.01.2018 e compreso di ganci di sollevamento a fungo per la movimentazione.

I manufatti dovranno essere privi di fori passanti e dovranno essere posti in opera con idonee attrezzature omologate secondo quanto previsto dalle norme vigenti sulla sicurezza nei cantieri.

Eventuali ispezioni per passo d'uomo dovranno essere predisposte con apposite dime in ferro zincato debitamente fissate all'armatura con adeguati cordoli di collegamento, il tutto integrato nel getto a perfetta regola d'arte.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI APPOGGIO

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = \gamma_{t,sat} = 20,00 \text{ KN/mc (peso di volume del terreno)}$$

$$\gamma^t = 10,00 \text{ KN/mc (peso di volume del terreno immerso)}$$

$$\gamma_w = 10,00 \text{ KN/mc (peso di volume dell'acqua di falda)}$$

$$\Phi \text{ (angolo di attrito interno) } 30^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$c_u = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$k_{\text{Winkler}} = 3 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

categoria di sottosuolo tipo C (per la definizione dell'azione sismica di progetto)

In fase di apertura degli scavi dovrà essere confermato il dato di progetto assunto o in caso contrario dovranno essere assunte tutte le cautele del caso.

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI RIEMPIMENTO

Si è adottato un terreno con le seguenti caratteristiche tecniche medie:

$$\gamma_t = \gamma_{t,sat} = 20,00 \text{ KN/mc (peso di volume del terreno)}$$

$$\gamma^t = 10,00 \text{ KN/mc (peso di volume del terreno immerso)}$$

$$\gamma_w = 10,00 \text{ KN/mc (peso di volume dell'acqua di falda)}$$

$$\Phi \text{ (angolo di attrito interno) } 30^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$c_u = 0 \text{ kPa (non considerata a favore di sicurezza)}$$

$$k_0 \text{ (spinta a riposo) } = 1 - \sin \Phi = 0,50$$

categoria di sottosuolo tipo C (per la definizione dell'azione sismica di progetto)

In fase di chiusura degli scavi il materiale di rinterro dovrà essere adeguatamente compattato a tergo del manufatto.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la determinazione delle azioni e delle sollecitazioni e per la procedura di verifica del progetto strutturale si è fatto riferimento alla normativa italiana vigente con particolare riguardo a:

- DM 17.01.2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni “;

Inoltre sono state prese in considerazione le seguenti norme:

- UNI EN 1992: 2005 - Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;
- UNI EN 1998: 2005 - Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica;

METODO DI CALCOLO

Per il calcolo e verifica delle sollecitazioni si è utilizzato un programma agli elementi finiti:

SISMICAD della società Concrete srl.

Per le verifiche di resistenza si sono utilizzate le procedure del metodo semiprobabilistico agli stati limite ultimi (S.L.U.) secondo quanto prescritto dal D.M. 17-01-2018 eseguendo anche le verifiche degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che prevedono il controllo delle aperture delle fessure.

Le specifiche di calcolo sono riportate nell'allegato “Tabulati di calcolo”.

SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Lo schema considerato è quello di un telaio chiuso simmetrico su appoggio continuo su suolo alla Winkler e soggetto alle seguenti condizioni di carico:

- carichi permanenti dovuti al rilevato soprastante;
- carichi variabili rappresentati da un automezzo da 600kN per strade di I^a categoria;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- spinta idraulica interna in condizioni statiche (salvo diversamente specificato);
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località.

ANALISI DEI CARICHI

Il ricoprimento tra l'estradosso dell'elemento e la sede stradale è considerato pari a 50 cm, condizione di carico più gravosa rispetto al ricoprimento di 250 cm.

Carichi permanenti

Le azioni dovute ai carichi permanenti, sono costituite dal peso del terrapieno sovrastante il manufatto e dal peso proprio dei traversi:

$$P_{v,terr} = 0,50 \times 20,00 = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

Il peso proprio, il cui peso specifico definito di 25 KN/m³, è valutato automaticamente dal programma.

Carichi variabili

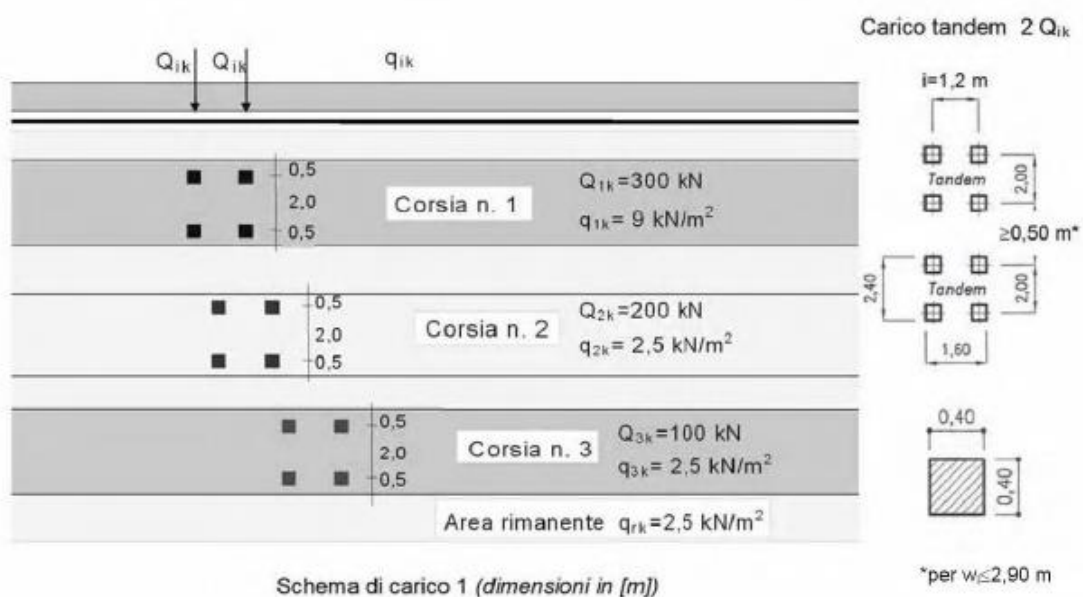
Per il carico variabile (strade di I^a categoria) sulla soletta superiore dello scatolare viene considerato un carico equivalente uniforme tra i più gravosi tra le seguenti condizioni:

- Una ruota da 150 kN;
- Un asse da 300 kN;
- Due assi da 600 kN complessivi;

Nel caso in esame il contributo più gravoso è rappresentato da due assi del mezzo convenzionale che generano un carico distribuito (diffusione carico a 45°) riferito alla quota media della soletta pari a:

$$Q_{V,veic, sup} = 300 \times 2 / ((2,40 + 0,50 \text{ tg}45^\circ \times 2 + 0,16) \times (1,60 + 0,50 \text{ tg}45^\circ \times 2 + 0,16)) = 600 / (3,56 \times 2,76) = 61,00 \text{ kN/m}^2$$

Considerate le modeste dimensioni del manufatto non si considera il carico distribuito di 9,00 kN/m²



Spinta orizzontale del terreno

Viene schematizzata come un carico trapezoidale agente sulle pareti laterali a partire dall'interasse della soletta superiore fino all'interasse di quella inferiore:

$$P_{H,terr,sup} = 0,58 \times 20,00 \times 0,50 = 5,80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{H,terr,inf} = 2,24 \times 20,00 \times 0,50 = 22,40 \text{ kN/m}^2$$

Frenamento

Come riportato nella norma europea UNI EN 14844 – versione italiana del dicembre 2013 - si può considerare che ogni carico orizzontale dovuto al traffico di superficie può senza pericolo essere assorbito dalla massicciata stradale o altre superfici, senza che abbia effetto sugli elementi scatolari.

Incremento della spinta orizzontale dovuta ai carichi variabili

Il sovraccarico variabile agente sul terreno ai lati della struttura viene considerato pari allo schema di carico 1, in cui i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,00 m e lunga 2,20 m. I carichi vengono diffusi con un angolo di 45° fino al livello superiore e con un angolo di 30° dal livello superiore al livello inferiore, assunzione ritenuta ammissibile dai progettisti.

Al livello superiore vale:

$$Q_{H,veic,sup} = (600 / (4,16 \times 3,36)) \times 0,50 = 21,50 \text{ kN/m}^2$$

Al livello inferiore vale:

$$Q'_{V,veic,inf} = 600 / (6,08 \times 5,28) = 18,70 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{H,veic,inf} = Q'_{V,veic,inf} \times 0,50 = 10,00 \text{ kN/m}^2$$

Acqua interna

Si è ipotizzato l'elemento a massimo livello non in pressione.

Sulla soletta inferiore si avrà sovraccarico accidentale pari a:

$$P_{v,acqua\ int} = 1,50 \times 10,00 = 15,00 \text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti il valore massimo della spinta al livello superiore sarà pari a:

$$Q_{H,idri,sup} = 0 \text{ kN/m}^2$$

Sulle pareti il valore massimo della spinta al livello inferiore sarà pari a:

$$Q_{H,idri,inf} = 1,50 \times 10,00 = 15,00 \text{ kN/m}^2$$

Falda acquifera

Non è prevista la presenza della falda alle quote in progetto.

Azioni termiche

Dato che il manufatto (dimensioni modeste) risulta essere interrato e quindi non direttamente esposto agli eventi atmosferici, gli effetti dovuti alle variazioni termiche possono essere trascurati.

Azioni sismiche

Si considera la presenza di un sisma in accordo a quanto riportato dal D.M. 17.01.2018 e s.m.i., tuttavia tale condizione risulta tra le meno impegnative se raffrontata all'applicazione degli SLU e degli SLE.

Sismicamente lo scatolare viene schematizzato come descritto al paragrafo 7.9.5.4.2 del DM 17.01.2018 dove si specifica: "Nel caso in cui la spalla sostenga un terreno rigido naturale per più dell'80% della sua altezza, si può considerare che esso si muova con il suolo. In questo caso si assume un fattore di struttura $q=1$ e le forze di inerzia di progetto sono determinate considerando un'accelerazione pari ad $ag \times S$."

Si ammette quindi che lo scatolare si muova insieme al terreno e non si applicano i particolari costruttivi inerenti la duttilità del capitolo 7 della normativa vigente.

Le forze di inerzia di progetto o forze pseudo statiche vengono determinate moltiplicando le masse per l'accelerazione pari a $ag \times S$, in cui ag è la massima accelerazione dello spettro orizzontale elastico del sito.

Le masse che generano tali forze di inerzia sono: peso proprio del traverso superiore, peso proprio dei piedritti, peso del terreno di ricoprimento, peso dei carichi permanenti gravanti sul traverso, considerando nullo il valore delle masse corrispondenti ai carichi da traffico (paragrafo 5.1.3.12 del D.M. 17.01.2018).

Oltre a questa forza bisogna considerare la spinta sismica dovuta al rinfiacco agente sui piedritti.

Inoltre la spinta sismica verticale non è stata presa in considerazione in quanto non significativa per opere interrato con queste dimensioni.

SLV:

Tipo di costruzione 2

Vita nominale dell'opera 100 anni

Classe d'uso II

Periodo di riferimento $V_r = 100 \times 1,00 = 100$ anni

$a_g = 0,143 \text{ g}$ $F_o = 2,46$ $T^*c = 0,276 \text{ s}$

Suolo tipo C

Categoria topografica T1

$S = S_s \times S_T = 1,489 \times 1,00 = 1,489$

Accelerazione massima del sito $a_{max} = 0,2129 \text{ g}$

$\beta_m = 0,38$

$k_h = \beta_m \times a_{max} = 0,0809$

$k_v = 0,50 \times 0,0898 = 0,0405$

La forza orizzontale sismica da applicare a livello dell'interasse della soletta superiore è pari a:

$S_r = k_h \times ((\gamma_t \times H_{ric.}) + (\text{peso manufatto}/2/L))$

peso manufatto (per metro lineare) = 28,50 kN

$L = \text{larghezza scatolare} = 1,66 \text{ m}$

$S_r = 0,0809 \times ((0,50 \times 20) + (28,50 / 2 / 1,66)) = 1,50 \text{ kN/m}^2$

La spinta dinamica da applicare sui piedritti dello scatolare è pari a:

$$E_d = E_{ws} + E_{wd} + E_{dd} = \gamma_w \times h_w + 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w + 1/2 \gamma^* (1 + k_v) K H$$

H = altezza scatolare = 1,66 m

$E_{ws} = \gamma_w \times h_w$, spinta statica dell'acqua esterna = 0

$E_{wd} = 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w$, spinta idrodinamica acqua esterna = 0

γ^* = peso di volume del terreno

K = coefficiente di spinta della terra statica + dinamica calcolata secondo la formula di Mononobe e Okabe:

$$K = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos\beta}} \right]^{-2}$$

ϕ = angolo di attrito interno = 30°

$\theta = \arctan((k_h / (1 - k_v))) = 0,084$

β = inclinazione paramento = 0

K = 0,386

$E_{dd} = 1/2 \times 20,00 \times (1 + 0,0405) \times 0,386 \times 1,66 = 6,67 \text{ kN/m}^2$ (carico rettangolare sul piedritto)

ANALISI DEI CEDIMENTI

Dall'analisi del modello di calcolo dello scatolare soggetto ai carichi specificati nel paragrafo "Analisi dei carichi" si evince che allo S.L.E. i cedimenti differenziali nella soletta superiore sono di circa 0,2 cm, valori inferiori a 1/500 della lunghezza del traverso, compatibili con le comuni condizioni di posa.

VERIFICHE GEOTECNICHE

Calcolo delle pressioni medie sul terreno

Le pressioni medie di contatto sul terreno registrate allo S.L.U. sono pari a circa 2,00 daN/cm², valori ammissibili con le caratteristiche tecniche medie adottate per il terreno di appoggio, comunque da verificare rispetto alle indicazioni derivanti da specifiche indagini geologiche e geotecniche.

Criterio di calcolo della capacità portante

Le verifiche geotecniche sono state condotte prendendo in esame un metro lineare della struttura, secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3), nella quale sono applicati i coefficienti sulla resistenza globale (R3) per fondazioni superficiali.

Nella tabella 6.4.I estratta dalle NTC si riportano per chiarezza i valori dei vari coefficienti.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Una delle prime famiglie di formule per il calcolo della capacità portante fu proposta da Terzaghi (1943) valide nel caso in cui $D \leq B$. Meyerhof (1951,1963) propose una formula per il calcolo della capacità portante simile a quella di Terzaghi, introducendo però un fattore di forma s_q nel termine che tiene conto della profondità N_q . Inoltre introdusse dei fattori di profondità d_i e di pendenza i_i , per il caso in cui il carico trasmesso dalla fondazione è inclinato sulla verticale.

Il valore di q_{ult} ottenuto da Meyerhof non differisce sensibilmente da quello di Terzaghi fino a $D = B$, mentre per rapporti D/B elevati la differenza è più pronunciata.

Vista l'assenza di carichi inclinati, la formula per il calcolo della capacità portante proposta da Meyerhof per un carico verticale è di seguito riportata:

$$q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Dove:

N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, funzioni dell'angolo di resistenza a taglio ϕ' ;

s_γ, s_q, s_c = fattori di forma, funzione del rapporto fra le dimensioni dell'impronta della fondazione;

d_γ, d_q, d_c = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa D ;

c = coesione del terreno di fondazione;

q = sovraccarico permanente di sconfinamento al livello del piano di posa della fondazione.

Verifica delle pressioni sul terreno

Si verifica una striscia di fondazione di larghezza unitaria e la tensione massima del terreno risulta pari a :

Capacità portante ultima del terreno (Meyerhof)			
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$		1650 kN/m ²	
con:			
$q' = \gamma_{sat} * d =$	46,4 kN/m ²	$d =$	2,32 m
$\gamma_{sat} =$	20 kN/m ³	$B =$	1,00 m
per $\phi = 30^\circ$		$L =$	1,82 m
$c' =$	0 kN/m ²		
$N_c =$	30,14	$N_q =$	18,40
$s_c =$	1,33	$s_q =$	1,16
$d_c =$	1,80	$d_q =$	1,40
		$N_\gamma =$	15,67
		$s_\gamma =$	1,16
		$d_\gamma =$	1,40
Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)			
$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma =$		1155 kN/m ²	
con:			
$q' = \gamma_{sat} * d =$	46,4 kN/m ²	$d =$	2,32 m
$\gamma_{sat} =$	20 kN/m ³	$B =$	1,00 m
per $\phi = 30^\circ$	0,524	$L =$	1,82 m
$c' =$	0 kN/m ²		
$N_c =$	37,16	$N_q =$	22,46
$s_c =$	1,00	$a =$	3,35
$K_{py} =$	30,00	$\pi =$	180°
		$N_\gamma =$	11,26
		$\tan\phi =$	0,58
		$\pi =$	3,14
		$s_\gamma =$	1,00

Considerando un fattore di sicurezza pari a 2,3 si ricavano le pressioni medie allo S.L.U. sul terreno da confrontare con i valori ottenuti dalla modellazione di calcolo.

A favore della sicurezza si considera la capacità ultima ricavata con la formula del Terzaghi più restrittiva rispetto a quella di Meyerhof.

Pressione terreno: $q_{ult} / F.S. = 11,55 \text{ daN/cm}^2 / 2,3 = 5,02 \text{ daN/cm}^2 > q_{max} = 2,00 \text{ daN/cm}^2$.

I sottoscritti Ing. Ezio Masserdotti e Ing. Luca Galbusera, in qualità di progettisti calcolatori delle opere di progetto,

DICHIARANO QUANTO SEGUE:

§10.2.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'**analisi statica lineare** utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'**analisi pseudo-statica** secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17.01.2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli **Stati Limiti**.

Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

§10.2.1 Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Titolo:	SISMICAD
Versione:	12.1
Produttore-Distributore:	Concrete s.r.l.
Indirizzo web:	www.concrete.it

§10.2.1 Affidabilità dei Codici di Calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. Il fornitore del codice di calcolo ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

§10.2.1 Modalità di presentazione dei risultati.

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. In particolare la relazione di calcolo oltre a illustrare in modo esaustivo i dati in ingresso e i risultati delle analisi in forma tabellare, riporta una serie di immagini, almeno per le parti più sollecitate della struttura, tale da avere una sintesi completa e efficace del comportamento della struttura per ogni tipo di analisi svolta.

§10.2.1 Informazioni generali sull'elaborazione.

Il programma prevede una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, del non rispetto delle limitazioni geometriche e di armatura e della presenza di elementi non verificati. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di spostamenti o rotazioni abnormi. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabulare, la quasi totalità dei dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

§10.2.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità.

Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati, anche in fase di primo proporzionamento della struttura. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. Si allega al termine della presente relazione elenco sintetico dei controlli svolti (verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati, comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazioni semplificate, etc.). In base a quanto detto, si può asserire che l'elaborazione è **corretta ed idonea al caso specifico**, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi **validi ed accettabili**.

TABULATO DI CALCOLO

Si riportano a seguire le estrapolazioni del tabulato di calcolo per lo scatolare in oggetto (tutti i valori si riferiscono alla lunghezza di 1,00 m).

1 Azioni e carichi**1.1 Combinazioni di carico****Famiglia Limite ultimo**

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	LU 1	1,35	1,35	1,35	1,5	1,35	1,35	1,35	0	1,35
2	LU 2	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	1,35	0	1,35
3	LU 3	1,35	1,35	1,35	1,5	1,35	1,35	0	0	1,35
4	LU 4	1,35	1,35	1,35	0	1,35	1,35	0	0	1,35
5	LU 5	1,35	1,35	1,35	1,5	1,35	0	1,35	0	1,35
6	LU 6	1,35	1,35	1,35	0	1,35	0	1,35	0	1,35
7	LU 7	1,35	1,35	1,35	1,5	0	1,35	1,35	0	1,35
8	LU 8	1,35	1,35	1,35	0	0	1,35	1,35	0	1,35
9	LU 9	1,35	1,35	1,35	1,5	0	1,35	0	0	1,35
10	LU 10	1,35	1,35	1,35	0	0	1,35	0	0	1,35
11	LU 11	1,35	1,35	1,35	1,5	0	0	1,35	0	1,35
12	LU 12	1,35	1,35	1,35	0	0	0	1,35	0	1,35
13	LU 13	1,35	1,35	1,35	1,5	0	0	0	0	1,35
14	LU 14	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0	0	1,35
15	LU 15	1	1	1	1	0	0	0	1	1
16	LU 16	1	1	1	0	0	0	0	1	1

Famiglia Esercizio rara

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	RA 1	1	1	1	1	1	1	1	0	1
2	RA 2	1	1	1	0	1	1	1	0	1
3	RA 3	1	1	1	1	1	1	0	0	1
4	RA 4	1	1	1	0	1	1	0	0	1
5	RA 5	1	1	1	1	1	0	1	0	1
6	RA 6	1	1	1	0	1	0	1	0	1
7	RA 7	1	1	1	1	0	1	1	0	1
8	RA 8	1	1	1	0	0	1	1	0	1
9	RA 9	1	1	1	1	0	1	0	0	1
10	RA 10	1	1	1	0	0	1	0	0	1
11	RA 11	1	1	1	1	0	0	1	0	1
12	RA 12	1	1	1	0	0	0	1	0	1
13	RA 13	1	1	1	1	0	0	0	0	1
14	RA 14	1	1	1	0	0	0	0	0	1

Famiglia Esercizio frequente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	FR 1	1	1	1	1	0,75	0,75	0,75	0	1
2	FR 2	1	1	1	0	0,75	0,75	0,75	0	1
3	FR 3	1	1	1	1	0,75	0,75	0	0	1
4	FR 4	1	1	1	0	0,75	0,75	0	0	1
5	FR 5	1	1	1	1	0,75	0	0,75	0	1
6	FR 6	1	1	1	0	0,75	0	0,75	0	1
7	FR 7	1	1	1	1	0	0,75	0,75	0	1
8	FR 8	1	1	1	0	0	0,75	0,75	0	1
9	FR 9	1	1	1	1	0	0,75	0	0	1
10	FR 10	1	1	1	0	0	0,75	0	0	1
11	FR 11	1	1	1	1	0	0	0,75	0	1
12	FR 12	1	1	1	0	0	0	0,75	0	1
13	FR 13	1	1	1	1	0	0	0	0	1
14	FR 14	1	1	1	0	0	0	0	0	1

Famiglia Esercizio quasi permanente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Acqua interna	Variabile veicolare	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno
1	QP 1	1	1	1	1	0	0	0	0	1
2	QP 2	1	1	1	0	0	0	0	0	1

1.2 Definizioni di carichi lineari

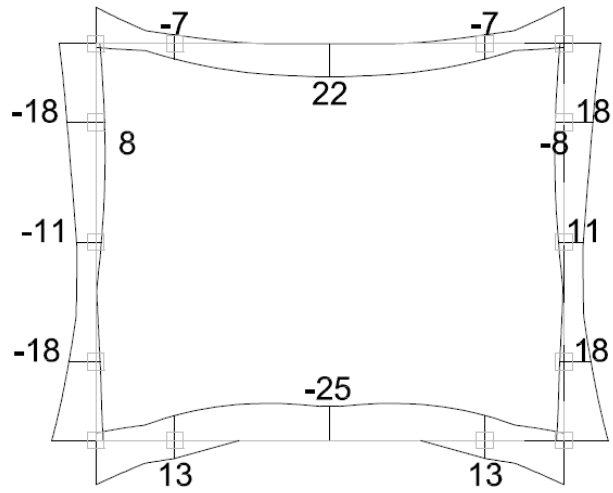
Nome	Condizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
	Descrizione												
Soletta copertura - veicolare	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile interno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	-61	-61	0	0	0	0	0	0
	Variabile distribuito	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Soletta copertura - distribuito	Permanenti	0	0	0	0	-10	-10	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile interno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile distribuito	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	1.5	1.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Soletta inferiore	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile interno	0	0	0	0	-15	-15	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile distribuito	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piedritto Sx	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Sx	5.8	22.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile interno	0	-15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile distribuito	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	21.5	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	6.7	6.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piedritto Dx	Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta riposo Dx	-5.8	-22.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile interno	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile distribuito	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	-21.5	-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

2 Diagrammi involuppi

2.1 Involuppi SLU

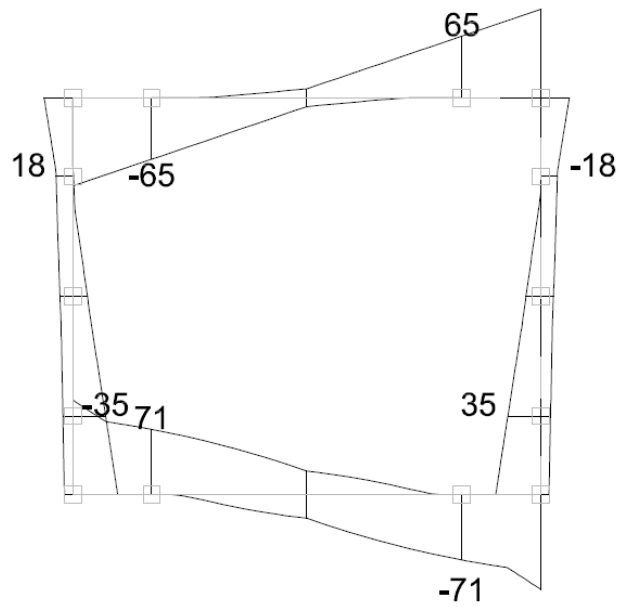
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

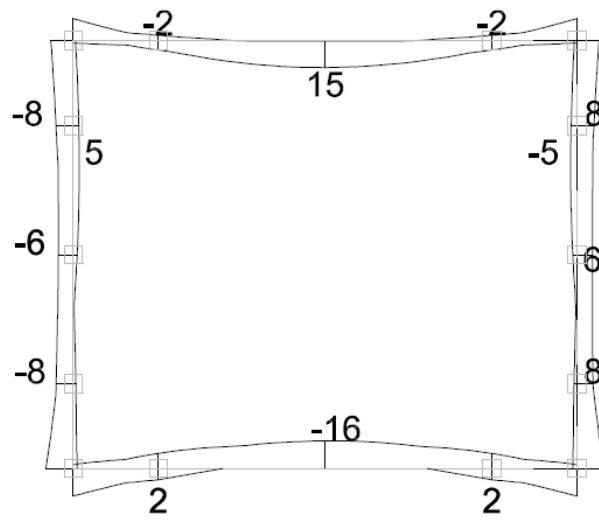
[kN]



2.2 Involupi SLE

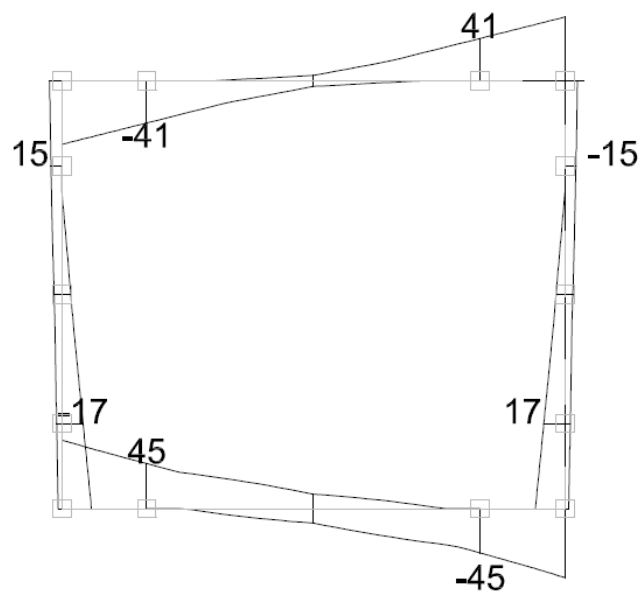
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

[kN]

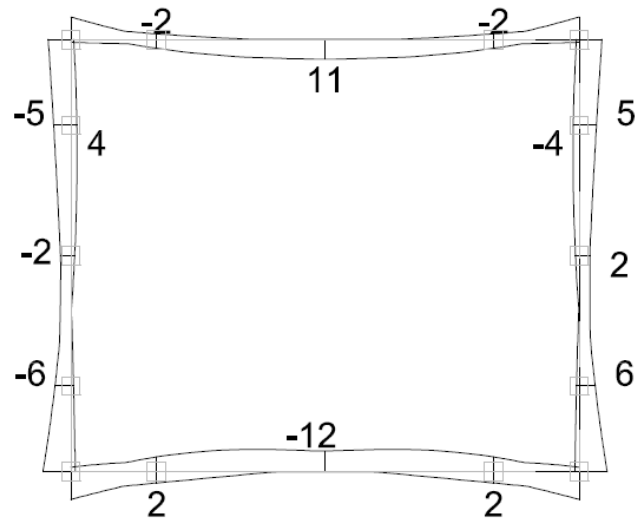


2.3 Involuppi SLE (frequente e quasi permanente)

INVILUPPO MOMENTI

COMB. FREQUENTE

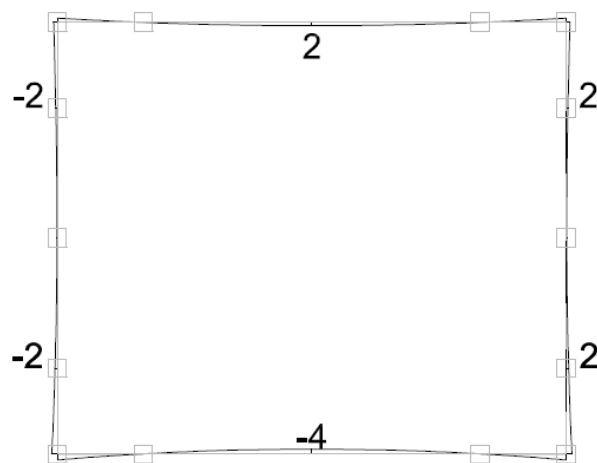
[kNm]



INVILUPPO MOMENTI

COMB. QUASI PERMANENTE

[kNm]

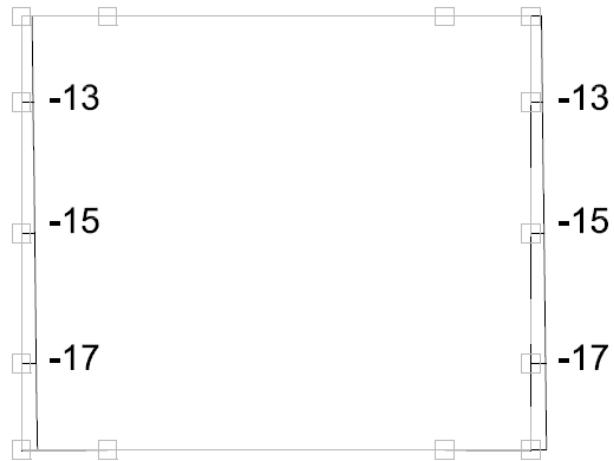


2.4 Involuppi N carichi permanenti

INVILUPPO ASSIALI

CARICHI PERMANENTI

[kN]



3. Verifiche

Verifica della sezione della soletta sup. per flessione (Mmax)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2 ‰		
εcu	3,5 ‰		

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90 ‰		
εsu	10 ‰		

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	15,00	22,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
4	8	2,01
		5,94

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
0	0	0,00
0	0	0,00
		1,41

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00457		
ρ' _s	0,00109		
ω _t	0,07917		
δ	0,85207		
x	3,86	cm	
J _i	8876	cm ⁴	
σ _c =	6,52	N/mm ²	OK
σ _s =	216,35	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,07600	OK	
ω' _s	0,01809	OK	
x	0,75	cm	
z _s	12,62	cm	
z' _s	-2,62	cm	
ε _s	0,0449		
ε' _s	0,0077		
Mrd=	27,88	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,4	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0079		
Stm	151,05	mm	
Mk	11,00	kNm	
σ _s	158,66	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0008		
ω _k =	0,20	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0079		
Stm	151,05	mm	
Mk	2,00	kNm	
σ _s	28,85	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0001		
ω _k =	0,04	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo della soletta superiore per flessione

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2 ‰		
εcu	3,5 ‰		

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90 ‰		
εsu	10 ‰		

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	2,00	7,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00302		
ρ' _s	0,00302		
ω _t	0,08458		
δ	0,61538		
x	3,24	cm	
J _i	6374	cm ⁴	
σ _c =	1,02	N/mm ²	OK
σ _s =	42,89	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,04926	OK	
ω' _s	0,05026	OK	
x	-0,01	cm	
z _s	13,01	cm	
z' _s	-3,01	cm	
ε _s	-2,8035		
ε' _s	-0,6497		
Mrd=	15,37	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,4	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0052		
Stm	202,79	mm	
Mk	2,00	kNm	
σ _s	42,89	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0002		
ω _k =	0,07	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0052		
Stm	202,79	mm	
Mk	1,00	kNm	
σ _s	21,44	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0001		
ω _k =	0,04	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta superiore per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
fc2	13,8	N/mm ³	S.L.U.ridotta
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
σ'c	11,2	N/mm ³	S.L.E.ridotta

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	41,00	65,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	65,00	kN		
k	2,24			
kmax	2,00	vmin	0,64	
ρ	0,004	vrd	0,62	
Nsd	0,00	kN	solo carichi permanenti	
σ	0,000	kN/cm ²		
Vrd	80,30	kN	>Vsd	OK
elemento fessurato dal momento flettente				

Verifica della sezione della soletta inf. per flessione (Mmax)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	10	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	16,00	25,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
4	8	2,01
		5,94

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
0	0	0,00
0	0	0,00
		1,41

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00457		
ρ' _s	0,00109		
ω _t	0,07917		
δ	0,85207		
x	3,86	cm	
J _i	8876	cm ⁴	
σ _c =	6,95	N/mm ²	OK
σ _s =	230,78	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,07600	OK	
ω' _s	0,01809	OK	
x	0,75	cm	
Z _s	12,62	cm	
Z' _s	-2,62	cm	
ε _s	0,0449		
ε' _s	0,0077		
Mrd=	27,88	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,4	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0079		
Stm	151,05	mm	
Mk	12,00	kNm	
σ _s	173,08	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0008		
ω _k =	0,22	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0079		
Stm	151,05	mm	
Mk	4,00	kNm	
σ _s	57,69	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0003		
ω _k =	0,07	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo della soletta inferiore per flessione

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2 ‰		
εcu	3,5 ‰		

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90 ‰		
εsu	10 ‰		

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara			
b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	2,00	13,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00302		
ρ' _s	0,00302		
ω _t	0,08458		
δ	0,61538		
x	3,24	cm	
Ji	6374	cm ⁴	
σ _c =	1,02	N/mm ²	OK
σ _s =	42,89	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,04926	OK	
ω' _s	0,05026	OK	
x	-0,01	cm	
z _s	13,01	cm	
z' _s	-3,01	cm	
ε _s	-2,8035		
ε' _s	-0,6497		
Mrd=	15,37	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,4	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0052		
Stm	202,79	mm	
Mk	2,00	kNm	
σ _s	42,89	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0002		
ω _k =	0,07	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0052		
Stm	202,79	mm	
Mk	1,00	kNm	
σ _s	21,44	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0001		
ω _k =	0,04	mm	OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo
della soletta inferiore per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
fc2	13,8	N/mm ³	S.L.U.ridotta
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
σ'c	11,2	N/mm ³	S.L.E.ridotta

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	45,00	71,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	71,00	kN	
k	2,24		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,004	vrd	0,62
Nsd	0,00	kN	solo carichi permanenti
σ	0,000	kN/cm ²	
Vrd	80,30	kN	>Vsd
elemento fessurato dal momento flettente			
OK			

**Verifica della sezione in mezzeria
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	6,00	11,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
carichi permanenti		15,00	20,25

d'	3,0	cm
d	13,0	cm
Ai	1702,92	cm ²
Ji	36706	cm ⁴
i ²	21,55	cm ²
u	2,7	cm
e	40,00	cm sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

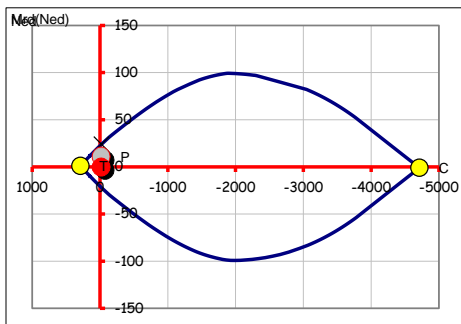
N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	32,00	cm
d _s	45,00	cm
d' _s	35,00	cm
δm/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	1,41E-07	
x	3,64	cm
Si	180,83	cm ²
σ _c =	3,02	N/mm ² OK
σ _s =	108,64	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	23,85	kN	OK
------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali deb. aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,4	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
φ	8,00	mm
A _{ceff.}	750,00	cm ²
δ	0,0052	
Stm	202,79	mm
Mk	2,00	KNm
Nk	15,00	KN
σ _s	23,61	N/mm ²
ε _{sm}	0,0001	
ω _k =	0,04	mm OK

combinazione quasi permanente		
condizioni ambientali deb. aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,3	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
φ	8,00	mm
A _{ceff.}	750,00	cm ²
δ	0,0052	
Stm	202,79	mm
Mk	1,00	KNm
Nk	15,00	KN
σ _s	54,33	N/mm ²
ε _{sm}	0,0003	
ω _k =	0,09	mm OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo sup.
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	%	
εcu	3,5	%	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	%	
εsu	63	%	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	8,00	18,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
carichi permanenti		13,00	17,55

d'	3,0	cm
d	13,0	cm
Ai	1702,92	cm ²
Ji	36706	cm ⁴
i ²	21,55	cm ²
u	2,7	cm
e	61,54	cm sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

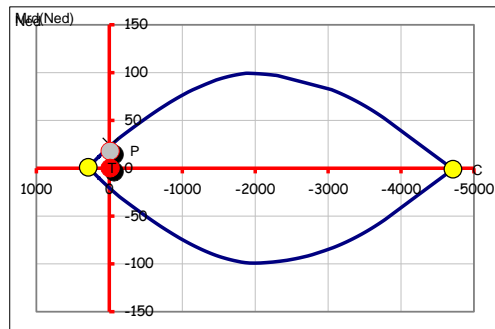
N° ferri area compressa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	53,54	cm
d _s	66,54	cm
d' _s	56,54	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	3,21E-06	
x	3,50	cm
Si	112,25	cm ³
σ _c =	4,05	N/mm ² OK
σ _s =	154,10	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	23,67	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali deb. aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,4	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	8,00	mm
A _{ceff.}	750,00	cm ²
δ	0,0052	
Stm	202,79	mm
Mk	5,00	KNm
Nk	13,00	KN
σ _s	69,88	N/mm ²
ε sm	0,0003	
ω _k =	0,12	mm OK

combinazione quasi permanente		
condizioni ambientali deb. aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,3	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	8,00	mm
A _{ceff.}	750,00	cm ²
δ	0,0052	
Stm	202,79	mm
Mk	2,00	KNm
Nk	13,00	KN
σ _s	76,02	N/mm ²
ε sm	0,0004	
ω _k =	0,13	mm OK

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo sup.
del piedritto per taglio**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
fc2	13,8	N/mm ³	S.L.U.ridotta
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
σ'c	11,2	N/mm ³	S.L.E.ridotta

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	15,00	18,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	18,00	kN	
k	2,24		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,004	vrd	0,62
Nsd	17,55	kN	solo carichi permanenti
σ	0,011	kN/cm ²	
Vrd	82,44	kN	>Vsd
elemento fessurato dal momento flettente			
OK			

**Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo inf.
del piedritto per presso-flessione (fibra esterna)**

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fdcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	8,00	18,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
carichi permanenti		17,00	22,95

d'	3,0	cm
d	13,0	cm
Ai	1702,92	cm ²
Ji	36706	cm ⁴
i ²	21,55	cm ²
u	2,7	cm
e	47,06	cm
		sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

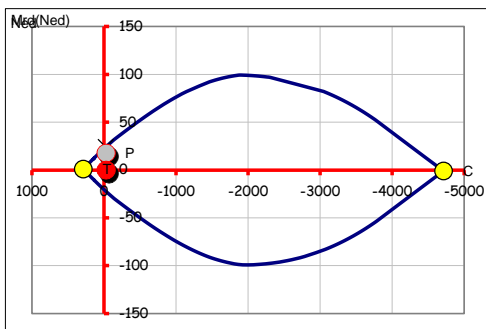
N° ferri area compressa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	39,06	cm	
d _s	52,06	cm	
d' _s	42,06	cm	
6m/b	0,84	cm ⁻¹	
equaz.	1,54E-07		
x	3,58	cm	
Si	150,66	cm ³	
σ _c =	4,04	N/mm ²	OK
σ _s =	148,81	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	24,04	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,4	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0052		
Stm	202,79	mm	
Mk	6,00	KNm	
Nk	17,00	KN	
σ _s	86,02	N/mm ²	
ε sm	0,0004		
ω _k =	0,14	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0052		
Stm	202,79	mm	
Mk	2,00	KNm	
Nk	17,00	KN	
σ _s	71,26	N/mm ²	
ε sm	0,0003		
ω _k =	0,12	mm	OK

Verifica della sezione alla fine del ringrosso d'angolo inf. del piedritto per taglio

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
fctm	3,60	N/mm ²	
fctk _{0,05}	2,52	N/mm ²	
fctd	1,68	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
fc2	13,8	N/mm ³	S.L.U.ridotta
τrd	0,42	N/mm ²	
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
σ'c	11,2	N/mm ³	S.L.E.ridotta

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	16	17,00	35,00

d'	3,0	cm
d	13,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	35,00	kN	
k	2,24		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,004	vrd	0,62
Nsd	22,95	kN	solo carichi permanenti
σ	0,014	kN/cm ²	
Vrd	83,10	kN	>Vsd OK

Verifica della sezione

del piedritto per presso-flessione (fibra interna)

Calcestruzzo

Rck	50	N/mm ²	
fck	41,5	N/mm ²	
Ec	34881	N/mm ²	
γc	1,5		
fcd	27,7	N/mm ²	
fc1	23,5	N/mm ²	S.L.U.
σc	18,7	N/mm ²	S.L.E.
εc1	2	‰	
εcu	3,5	‰	

Acciaio B450C

ftk	540	N/mm ²	
fyk	450	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	391	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,90	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	16,6	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	16	5,00	8,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
carichi permanenti		15,00	20,25

d'	3,0	cm
d	13,0	cm
Ai	1702,92	cm ²
Ji	36706	cm ⁴
i ²	21,55	cm ²
u	2,7	cm
e	33,33	cm sez.parz.

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	25,33	cm
d _s	38,33	cm
d' _s	28,33	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	-6,1E-05	
x	3,53	cm
Si	200,32	cm ³
σ _c =	2,65	N/mm ² OK
σ _s =	99,23	N/mm ² OK

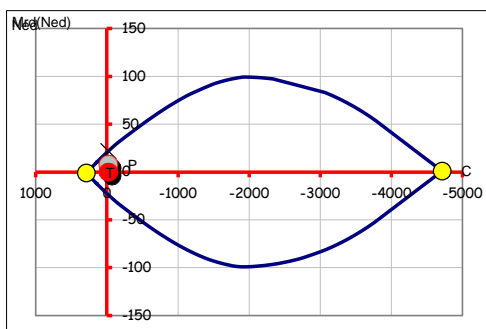
N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	8	2,01
0	0	0,00
		3,42

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	8	2,51
0	0	0,00
		3,93

Verifiche S.L.U.



Mrd=	21,89	kN	OK
------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,4	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0046		
Stm	225,22	mm	
Mk	4,00	KNm	
Nk	15,00	KN	
σ _s	74,90	N/mm ²	
ε sm	0,0004		
ω _k =	0,14	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali deb. aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	8,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0046		
Stm	225,22	mm	
Mk	1,00	KNm	
Nk	15,00	KN	
σ _s	4,69	N/mm ²	
ε sm	0,0000		
ω _k =	0,01	mm	OK

SCHEMA ARMATURE – SCATOLARE (150x150)cm L=200cm sp.16cm

Note: ric. 50–250 cm e carichi veicolari f^{\wedge} cat.

Calcestruzzo C40/50 R_{ck} 500 (daN/cm²)
 Acciaio B450C f_{yk} 4500 (daN/cm²)
 Classe di esposizione XC2
 Spessore copriferro min.3 cm

