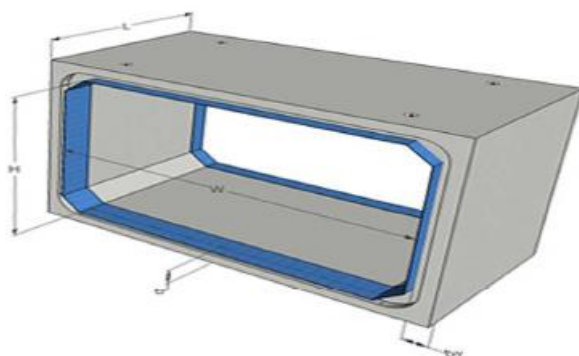
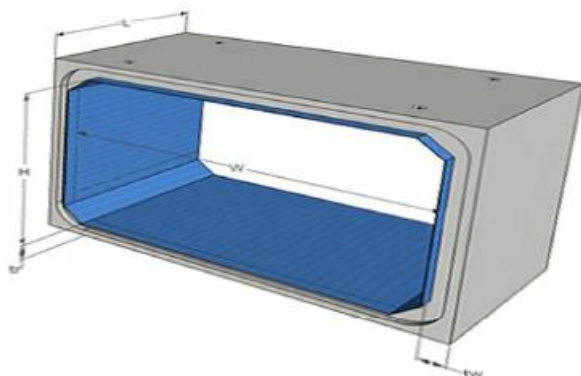


RELAZIONE E FASCICOLO DI CALCOLO CON ELABORATI GRAFICI

IEMBO MICHELE S.r.l.
CANTIERE: CASTELVETRO (MO)

MANUFATTI PREFORMATI IN C.A.V.
SEZIONE RETTANGOLARE (350x425)cm L=100cm Sp.25cm
ELEMENTI DA PORSI IN OPERA INTERRATI
PER CARICHI VEICOLARI DI 1^a CATEGORIA
DATA: 05.04.2018 – AGG. 09.02.2021



Il Progettista strutturale



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

DESCRIZIONE

Nell'ambito del completamento della variante cosiddetta "Pedemontana" alla S.P.467 - S.P.569 nel tratto Fiorano Spilamberto sono state sviluppate le attività di progettazione per la risoluzione delle problematiche idrauliche e delle interferenze stradali secondarie ad esso connesse.

L'intervento in oggetto si colloca nel 4° stralcio che va dalla località S. Eusebio al Ponte sul Torrente Tiepido (Lotti: 2°e 3°- S.P.17 - Via S. Eusebio) ricadendo interamente all'interno dell'ambito amministrativo della Provincia di Modena, con attraversamento da nord ad sud del Comune di Castelvetro.

Si procede con la progettazione di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare scatolare di profondità 100 cm a canna singola avente le dimensioni interne (350x425) cm con lo spessore dei traversi e dei piedritti pari a 25 cm.

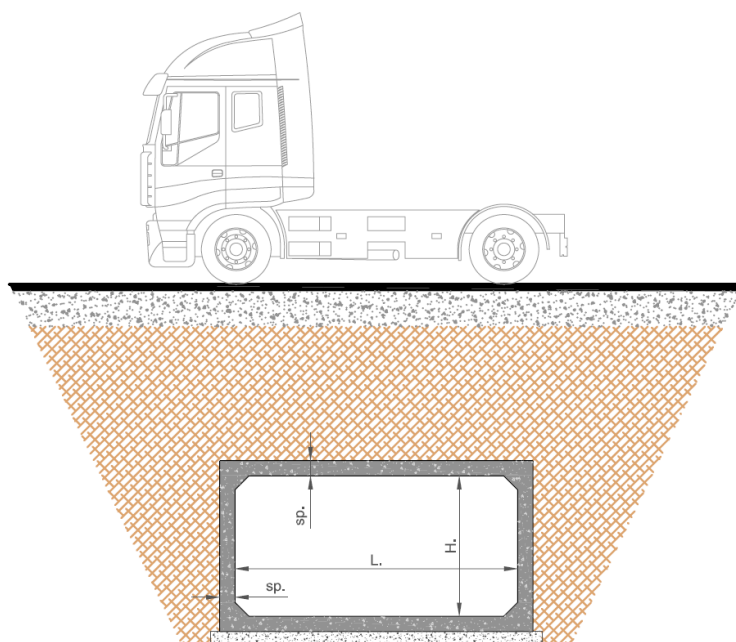
E' previsto prefabbricato in cantiere specializzato data la cura necessaria per produrre tale manufatto.

La quota tra l'estradosso dell'elemento e il terreno è di 20 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^ categoria;
- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo delle murature e dei carichi variabili previsti;
- carichi permanenti dovuti alla pavimentazione e al sottofondo soprastante la soletta inferiore;
- carichi variabili interni per traffico stradale (40,00 kN/m²);
- 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 IV, zona sismica 2 – media sismicità).



MATERIALI

Calcestruzzo C40/50

R_{ck}	500	(daN/cm ²)
f_{ck}	415	(daN/cm ²)
f_{cd}	277	(daN/cm ²)
f_{ct}	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 – XA1 - “Corrosione indotta da carbonatazione - ambiente aggressivo”

Valori nominali di massima fessurazione (mm)

Combinazione frequente 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	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 aggressivo (XC4-XA1); 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 uguale a C40/50 (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).

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;
- carichi permanenti dovuti alla pavimentazione e al sottofondo soprastante la soletta inferiore;
- carichi variabili interni per traffico stradale (40,00 kN/m²);
- 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 20 cm.

Carichi permanenti

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

$$P_{v,terr} = 0,20 \times 20,00 = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

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

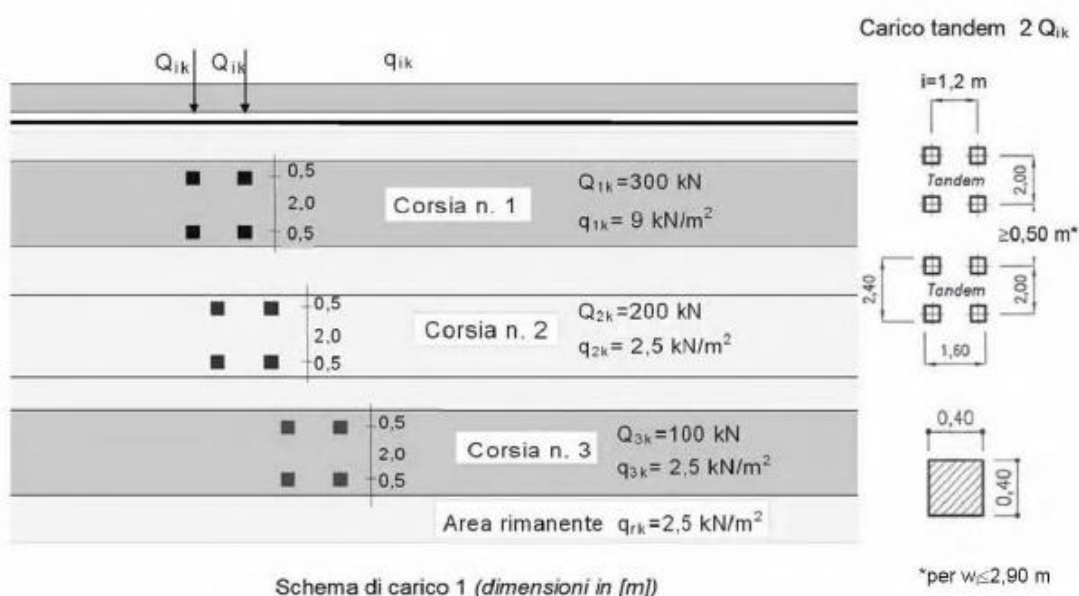
Carichi variabili

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 dal singolo asse del mezzo convenzionale (carico 300 kN, impronta 1,60 m x 0,40 m) che genera un carico distribuito (massicciata stradale con diffusione carico a 45°) riferito alla quota media della soletta pari a:

$$Q_{V,veic, sup} = 300 / ((1,60 + 0,20 \text{ tg}45^\circ \times 2 + 0,25) \times (0,40 + 0,20 \text{ tg}45^\circ \times 2 + 0,25)) =$$

$$= 300 / (2,25 \times 1,05) = 127,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (carico distribuito su } l=2,25 \text{ m)}$$

Inoltre si considera un 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:

$$P_{H,terr,sup} = 0,325 \times 20,00 \times 0,50 = 3,25 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{H,terr,inf} = 4,825 \times 20,00 \times 0,50 = 48,25 \text{ kN/m}^2$$

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:

$$Q_{H,veic,sup} = ((600 / (3,00 + 0,20 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,25)) \times (2,20 + 0,20 \operatorname{tg}45^\circ \times 2 + 0,25) + 9,00) \times 0,50 = \\ = (600 / (3,65 \times 2,85) + 9,00) \times 0,50 = 33,40 \text{ kN/m}^2$$

Al livello inferiore vale:

$$Q'_{H,veic,inf} = ((600 / (3,65 + 4,50 \operatorname{tg}30^\circ \times 2)) \times (2,85 + 4,50 \operatorname{tg}30^\circ \times 2) + 9,00) \times 0,50 = \\ = (600 / (8,85 \times 8,05) + 9,00) \times 0,50 = 8,70 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti interni

Sulla soletta inferiore viene considerato il seguente carico permanente dovuto alla pavimentazione e al sottofondo:

$$P_{v,pav} = 0,30 \times 20,00 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

Carichi variabili interni

Sulla soletta inferiore viene considerato il seguente carico variabile da traffico stradale:

$$P_{v,int} = 40,00 \text{ kN/m}^2$$

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 $a_g \times S$."

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 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 IV

Periodo di riferimento $V_r = 100 \times 2,00 = 200$ anni

$a_g = 0,2401$ g $F_o = 2,5521$ $T^*c = 0,3996$ s

Suolo tipo C

Categoria topografica T1

$S = S_s \times S_T = 1,33 \times 1,00 = 1,33$

Accelerazione massima del sito $a_{max} = 0,320$ g

$\beta_m = 1$

$k_h = \beta_m \times a_{max} = 0,320$

$k_v = 0,50 \times 0,320 = 0,160$

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 = 105,25 kN

$L = \text{larghezza media scatolare} = 3,75$ m

$S_r = 0,320 \times ((0,20 \times 20,00) + (105,25 / 2 / 3,75)) = 5,80$ kN/m²

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

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

$H = \text{altezza media scatolare} = 4,50$ 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°

$\theta = \arctan((k_h / (1 - k_v)) = 0,364$

β = inclinazione paramento = 0

K = 0,669

Edd = 1/2 x 20,00 x (1+0,160) x 0,669 x 4,50 = 35,00 kN/m² (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 0,90 cm, minori a 1/400 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>-0,90 cm</i>	<i><1/400</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 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 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)					
$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$					3950 kN/m ²
con:					
$q' = \gamma_{sat} * d =$	99	kN/m ²	$d =$	4,95	m
$\gamma_{sat} =$	20	kN/m ³	$B =$	1,00	m
per $\phi =$	30°		$L =$	4,00	m
$c' =$	0	kN/m ²			
$N_c =$	30,14		$N_q =$	18,40	
$s_c =$	1,15		$s_q =$	1,08	
$d_c =$	2,71		$d_q =$	1,86	
			$N_\gamma =$	15,67	
			$s_\gamma =$	1,08	
			$d_\gamma =$	1,86	
Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)					
$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma =$					2336 kN/m ²
con:					
$q' = \gamma_{sat} * d =$	99	kN/m ²	$d =$	4,95	m
$\gamma_{sat} =$	20	kN/m ³	$B =$	1,00	m
per $\phi =$	30°	0,524	$L =$	4,00	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°	
			$\tan\phi =$	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: $q_{ult} / F.S. = 23,36 \text{ daN/cm}^2 / 2,3 = 10,15 \text{ daN/cm}^2 > q_{max} = 2,00 \text{ daN/cm}^2$.

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.

§10.2.2 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 anormali. 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 Azioni e carichi

1.1 Combinazioni di carico

Famiglia Limite ultimo

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Variabile veicolare centrale	Variabile veicolare distribuito
1	LU 1	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	1.35
2	LU 2	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35
3	LU 3	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	1.35
4	LU 4	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35
5	LU 5	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	1.35
6	LU 6	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35
7	LU 7	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35
8	LU 8	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35
9	LU 9	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35
10	LU 10	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35
11	LU 11	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35
12	LU 12	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35
13	LU 13	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35
14	LU 14	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35
15	LU 15	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35
16	LU 16	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35
17	LU 17	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35
18	LU 18	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35
19	LU 19	1.35	1.35	1.35	1.5	0	0
20	LU 20	1.35	1.35	1.35	0	0	0
21	LU 21	1	1	1	1	0	0
22	LU 22	1	1	1	0	0	0
Nome	Nome breve	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno	Variabile veicolare laterale 1	Variabile veicolare laterale 2
1	LU 1	1.35	1.35	0	1.35	0	0
2	LU 2	1.35	1.35	0	1.35	0	0
3	LU 3	1.35	0	0	1.35	0	0
4	LU 4	1.35	0	0	1.35	0	0
5	LU 5	0	1.35	0	1.35	0	0
6	LU 6	0	1.35	0	1.35	0	0
7	LU 7	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0
8	LU 8	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0
9	LU 9	1.35	0	0	1.35	1.35	0
10	LU 10	1.35	0	0	1.35	1.35	0
11	LU 11	0	1.35	0	1.35	1.35	0
12	LU 12	0	1.35	0	1.35	1.35	0
13	LU 13	1.35	1.35	0	1.35	0	1.35
14	LU 14	1.35	1.35	0	1.35	0	1.35
15	LU 15	1.35	0	0	1.35	0	1.35
16	LU 16	1.35	0	0	1.35	0	1.35
17	LU 17	0	1.35	0	1.35	0	1.35
18	LU 18	0	1.35	0	1.35	0	1.35
19	LU 19	0	0	0	1.35	0	0
20	LU 20	0	0	0	1.35	0	0
21	LU 21	0	0	1	1	0	0
22	LU 22	0	0	1	1	0	0

Famiglia Esercizio rara

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Variabile veicolare centrale	Variabile veicolare distribuito
1	RA 1	1	1	1	1	1	1
2	RA 2	1	1	1	0	1	1
3	RA 3	1	1	1	1	1	1
4	RA 4	1	1	1	0	1	1
5	RA 5	1	1	1	1	1	1
6	RA 6	1	1	1	0	1	1
7	RA 7	1	1	1	1	0	1
8	RA 8	1	1	1	0	0	1
9	RA 9	1	1	1	1	0	1
10	RA 10	1	1	1	0	0	1
11	RA 11	1	1	1	1	0	1
12	RA 12	1	1	1	0	0	1
13	RA 13	1	1	1	1	0	1
14	RA 14	1	1	1	0	0	1
15	RA 15	1	1	1	1	0	1
16	RA 16	1	1	1	0	0	1
17	RA 17	1	1	1	1	0	1
18	RA 18	1	1	1	0	0	1
19	RA 19	1	1	1	1	0	0
20	RA 20	1	1	1	0	0	0
Nome	Nome breve	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno	Variabile veicolare laterale 1	Variabile veicolare laterale 2
1	RA 1	1	1	0	1	0	0
2	RA 2	1	1	0	1	0	0
3	RA 3	1	0	0	1	0	0
4	RA 4	1	0	0	1	0	0
5	RA 5	0	1	0	1	0	0
6	RA 6	0	1	0	1	0	0
7	RA 7	1	1	0	1	1	0
8	RA 8	1	1	0	1	1	0
9	RA 9	1	0	0	1	1	0
10	RA 10	1	0	0	1	1	0
11	RA 11	0	1	0	1	1	0
12	RA 12	0	1	0	1	1	0
13	RA 13	1	1	0	1	0	1
14	RA 14	1	1	0	1	0	1
15	RA 15	1	0	0	1	0	1
16	RA 16	1	0	0	1	0	1
17	RA 17	0	1	0	1	0	1
18	RA 18	0	1	0	1	0	1
19	RA 19	0	0	0	1	0	0
20	RA 20	0	0	0	1	0	0

Famiglia Esercizio frequente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Variabile veicolare centrale	Variabile veicolare distribuito
1	FR 1	1	1	1	1	0.75	0.4
2	FR 2	1	1	1	0	0.75	0.4
3	FR 3	1	1	1	1	0.75	0.4
4	FR 4	1	1	1	0	0.75	0.4
5	FR 5	1	1	1	1	0.75	0.4
6	FR 6	1	1	1	0	0.75	0.4
7	FR 7	1	1	1	1	0	0.4
8	FR 8	1	1	1	0	0	0.4
9	FR 9	1	1	1	1	0	0.4
10	FR 10	1	1	1	0	0	0.4
11	FR 11	1	1	1	1	0	0.4
12	FR 12	1	1	1	0	0	0.4
13	FR 13	1	1	1	1	0	0.4
14	FR 14	1	1	1	0	0	0.4
15	FR 15	1	1	1	1	0	0.4
16	FR 16	1	1	1	0	0	0.4
17	FR 17	1	1	1	1	0	0.4
18	FR 18	1	1	1	0	0	0.4
19	FR 19	1	1	1	1	0	0
20	FR 20	1	1	1	0	0	0
Nome	Nome breve	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno	Variabile veicolare laterale 1	Variabile veicolare laterale 2
1	FR 1	0.75	0.75	0	1	0	0
2	FR 2	0.75	0.75	0	1	0	0
3	FR 3	0.75	0	0	1	0	0
4	FR 4	0.75	0	0	1	0	0
5	FR 5	0	0.75	0	1	0	0
6	FR 6	0	0.75	0	1	0	0
7	FR 7	0.75	0.75	0	1	0.75	0
8	FR 8	0.75	0.75	0	1	0.75	0
9	FR 9	0.75	0	0	1	0.75	0
10	FR 10	0.75	0	0	1	0.75	0
11	FR 11	0	0.75	0	1	0.75	0
12	FR 12	0	0.75	0	1	0.75	0
13	FR 13	0.75	0.75	0	1	0	0.75
14	FR 14	0.75	0.75	0	1	0	0.75
15	FR 15	0.75	0	0	1	0	0.75
16	FR 16	0.75	0	0	1	0	0.75
17	FR 17	0	0.75	0	1	0	0.75
18	FR 18	0	0.75	0	1	0	0.75
19	FR 19	0	0	0	1	0	0
20	FR 20	0	0	0	1	0	0

Famiglia Esercizio quasi permanente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Variabile veicolare centrale	Variabile veicolare distribuito
1	QP 1	1	1	1	1	0	0
2	QP 2	1	1	1	0	0	0
Nome	Nome breve	Spinta sovraccarico Sx	Spinta sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Peso terreno	Variabile veicolare laterale 1	Variabile veicolare laterale 2
1	QP 1	0	0	0	1	0	0
2	QP 2	0	0	0	1	0	0

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 centrato	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
	Variabile interno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare centrale	0	0	0	0	-127	-127	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare 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
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Soletta copertura - distribuito	Variabile veicolare laterale 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 2	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
Soletta inferiore	Spinta terra 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 centrale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare distribuito	0	0	0	0	-9	-9	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	5.8	5.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	-4	-4	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piedritto Sx	Permanenti	0	0	0	0	-6	-6	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
	Variabile interno	0	0	0	0	-40	-40	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare centrale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare 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
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Piedritto Dx	Variabile veicolare laterale 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 2	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
	Spinta terra Dx	-3.3	-48.3	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 centrale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare distribuito	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	33.4	8.7	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

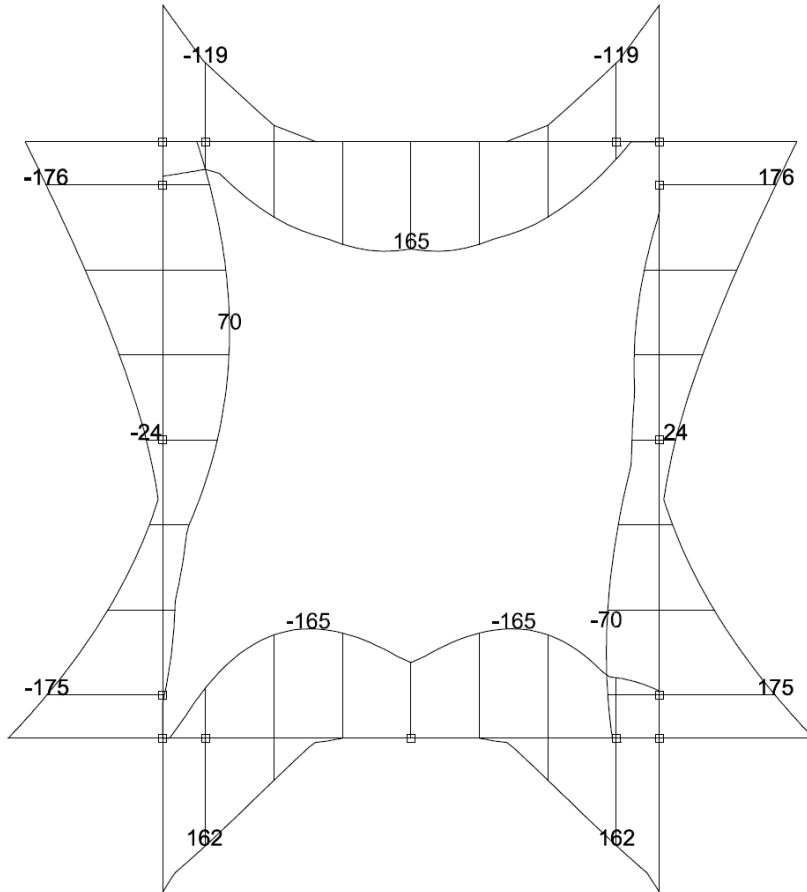
Nome	Condizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
	Variabile veicolare distribuito	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico Dx	-33.4	-8.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta dinamica terra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Soletta copertura - veicolare laterale 1	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
	Variabile interno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare centrale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare 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
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 1	0	0	0	0	-127	-127	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Soletta copertura - veicolare laterale 2	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
	Variabile interno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare centrale	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare 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
	Peso terreno	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile veicolare laterale 2	0	0	0	0	-127	-127	0	0	0	0	0	0

2 Diagrammi involuppi

2.1 Involuppi SLU

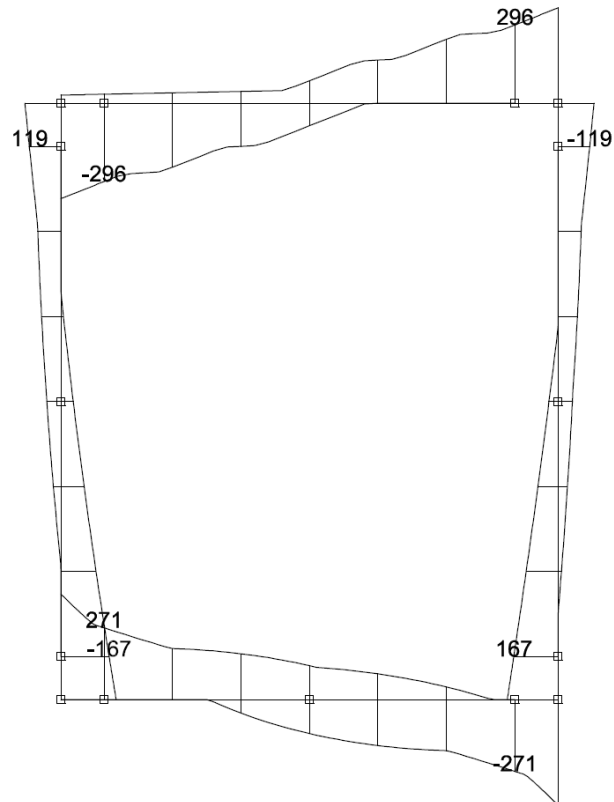
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

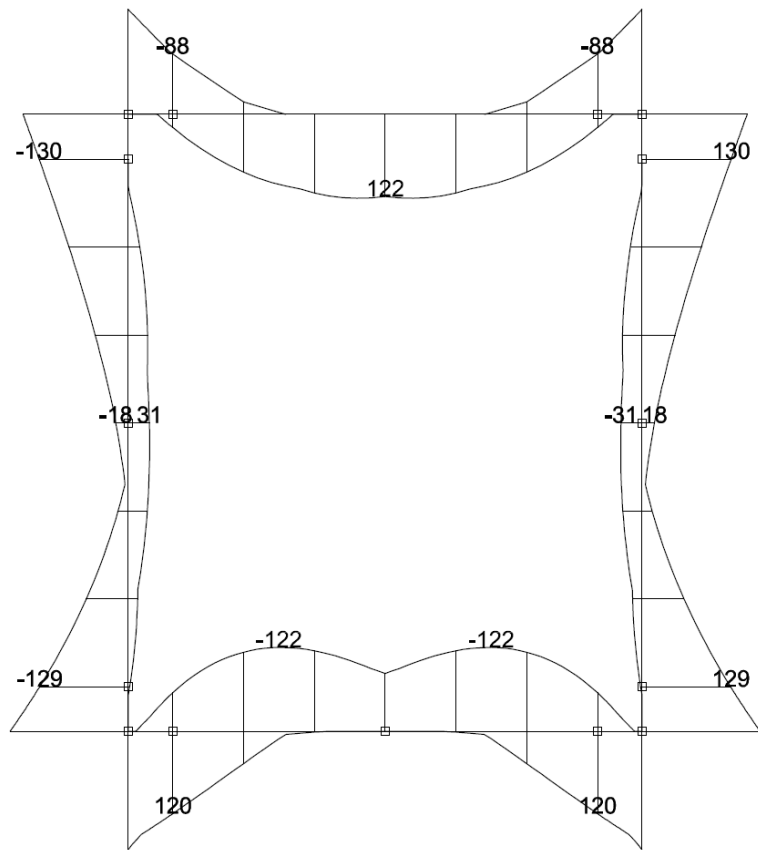
[kN]



2.2 Involuppi SLE

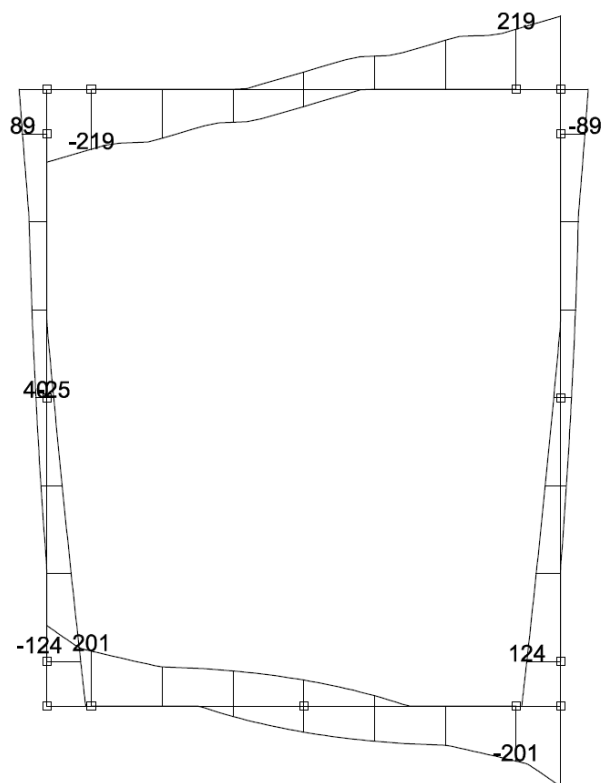
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

[kN]

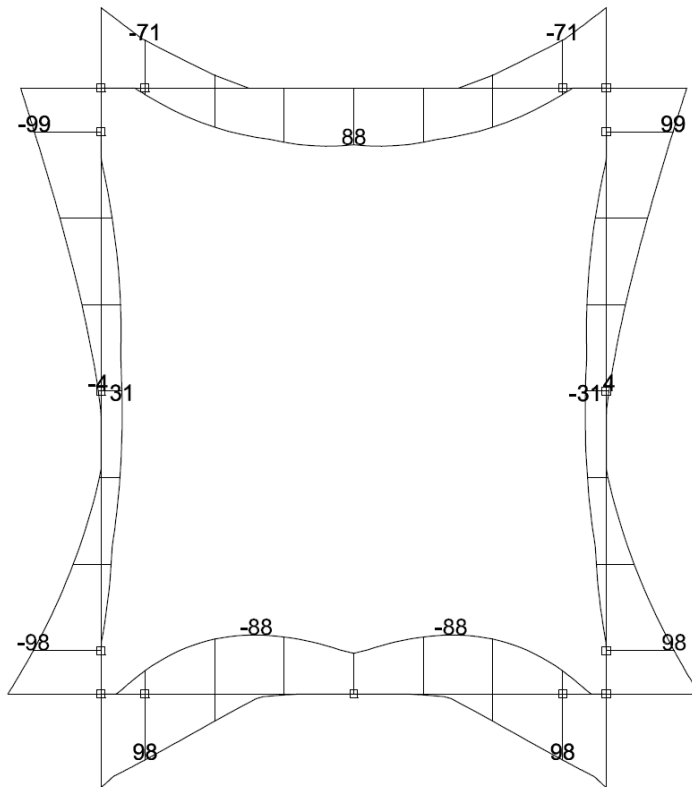


2.3 Involuppi SLE (frequente)

INVILUPPO MOMENTI

COMB. FREQUENTE

[kNm]

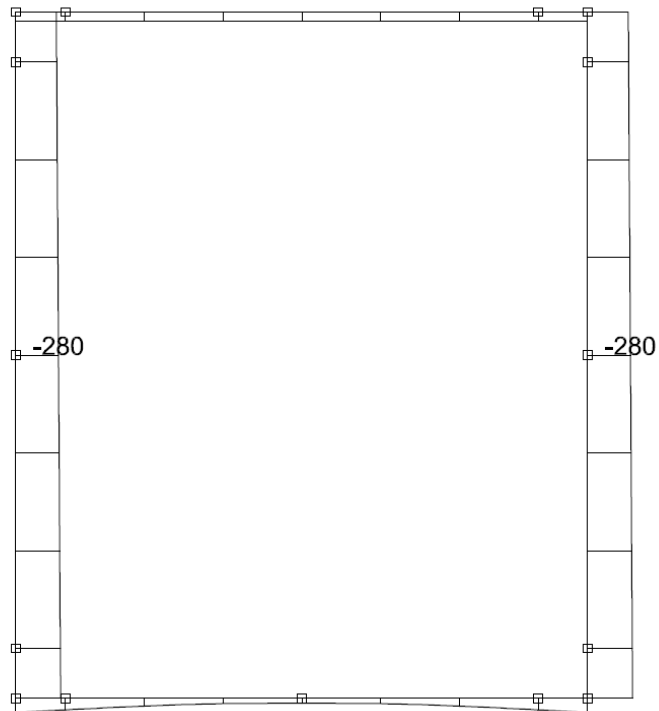


2.4 Involuppi N SLE

INVILUPPO ASSIALI SLE

50% di 280 kN = 140 kN

[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	25	122,00	165,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	18	10,18
4	18	10,18
		21,77

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	0,00990		
ρ' _s	0,00064		
ω _t	0,14754		
δ	0,94734		
x	8,83	cm	
J _i	76488	cm ⁴	
σ _c =	14,08	N/mm ²	OK
σ _s =	294,08	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,16466	OK	
ω' _s	0,01069	OK	
x	3,39	cm	
z _s	20,31	cm	
z' _s	-1,31	cm	
ε _s	0,0147		
ε' _s	-0,0010		
Mrd=	172,27	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,30	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	18,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0290		
St _m	112,01	mm	
Mk	88,00	kNm	
σ _s	212,13	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0010		
ω _k =	0,20	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	25	88,00	119,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
8	16	16,08
		22,02

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	18	10,18
0	0	0,00
		11,59

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,01001		
ρ' _s	0,00527		
ω _t	0,21391		
δ	0,70217		
x	8,24	cm	
J _i	81481	cm ⁴	
σ _c =	8,90	N/mm ²	OK
σ _s =	208,09	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,16647	OK	
ω' _s	0,08768	OK	
x	1,73	cm	
z _s	21,13	cm	
z' _s	-2,13	cm	
ε _s	0,0320		
ε' _s	0,0013		
Mrd=	187,44	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	16,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0294		
St _m	104,49	mm	
Mk	71,00	kNm	
σ _s	167,89	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0008		
ω _k =	0,14	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	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	25	219,00	296,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
8	16	16,08
		22,02

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	18	10,18
0	0	0,00
		11,59

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	296,00	kN	
k	1,95		
kmax	2,00	vmin	0,62
ρ	0,010	vrd	0,81
Nsd	0,00	kN	
σ	0,000	kN/cm ²	
Vrd	178,61	kN	>Vsd
elemento fessurato dal momento flettente			

Dimensionamento delle armature trasversali

Vsd	296,00	kN	
Nsd	0,00	kN	
arm. φ	10		
n°braccia	5		
area arm.	3,93	cm ²	
passo arm.	12	cm	
α	90	ctg(α)	0
θ	40	ctg(θ)	1,19
Vrsd	302,17	kN	verifica a taglio trazione Vrsd>Vsd
f'cd	13,8	N/mm ²	
σcp	0,00	N/mm ²	0,25fcd
αc	1,00		6,9
Vrcd	1348,69	kN	verifica a taglio compressione Vrcd>Vsd
Vrd	302,17	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	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	25	122,00	165,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	As[cm ²]
5	6	1,41
4	18	10,18
4	18	10,18
		21,77

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.

ρs	0,00990		
ρ's	0,00064		
ωt	0,14754		
δ	0,94734		
x	8,83	cm	
Ji	76488	cm ⁴	
σc =	14,08	N/mm ²	OK
σs =	294,08	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ωsc	0,5186	limite verso le forti armature	
ωs	0,16466	OK	
ω's	0,01069	OK	
x	3,39	cm	
Zs	20,31	cm	
Z's	-1,31	cm	
εs	0,0147		
ε's	-0,0010		
Mrd=	172,27	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,3	mm	
β	1,70		
K1	0,80		
K2	0,50		
Φ	18,00	mm	
Aceff.	750,00	cm ²	
δ	0,0290		
Stm	112,01	mm	
Mk	88,00	kNm	
σs	212,13	N/mm ²	
εsm	0,0010		
ωk =	0,20	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	25	120,00	162,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
8	16	16,08
		22,02

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	18	10,18
0	0	0,00
		11,59

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,01001		
ρ' _s	0,00527		
ω _t	0,21391		
δ	0,70217		
x	8,24	cm	
J _i	81481	cm ⁴	
σ _c =	12,13	N/mm ²	OK
σ _s =	283,75	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,16647	OK	
ω' _s	0,08768	OK	
x	1,73	cm	
z _s	21,13	cm	
z' _s	-2,13	cm	
ε _s	0,0320		
ε' _s	0,0013		
Mrd=	177,44	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,3	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	16,00	mm	
A _{ceff.}	750,00	cm ²	
δ	0,0294		
St _m	104,49	mm	
Mk	88,00	kNm	
σ _s	208,09	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0010		
ω _k =	0,18	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	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	25	201,00	271,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
8	16	16,08
		22,02

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
4	18	10,18
0	0	0,00
		11,59

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	271,00	kN		
k	1,95			
kmax	2,00	vmin	0,62	
ρ	0,010	vrd	0,81	
Nsd	0,00	kN		
σ	0,000	kN/cm ²		
Vrd	178,61	kN	>Vsd	KO
elemento fessurato dal momento flettente				

Dimensionamento delle armature trasversali

Vsd	271,00	kN			
Nsd	0,00	kN			
arm. φ	10				
n°braccia	5				
area arm.	3,93	cm ²			
passo arm.	12	cm			
α	90	ctg(α)	0	sin(α)	1
θ	40	ctg(θ)	1,19	sin(θ)	0,64
Vrds	302,17	kN	verifica a taglio trazione Vrds>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	1348,69	kN	verifica a taglio compressione Vrcd>Vsd		
Vrd	302,17	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	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	25	18,00	24,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		140,00	189,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm
Ai	2666,25	cm ²
Ji	145213	cm ⁴
i ²	54,46	cm ²
u	4,4	cm
e	12,86	cm
		sez. parz.

N° ferri area tesa

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

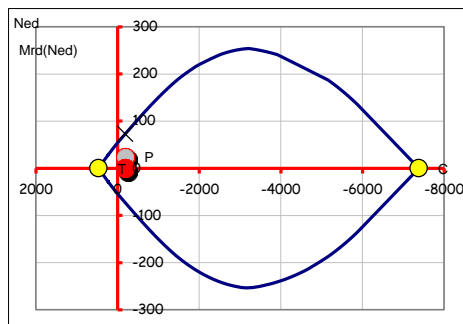
N° ferri area compressa

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

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	0,36	cm	
d _s	22,36	cm	
d' _s	3,36	cm	
δm/b	0,84	cm ⁻¹	
equaz.	4,86E-05		
x	10,25	cm	
Si	4877,44	cm ³	
σ _c =	2,94	N/mm ²	OK
σ _s =	47,22	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	72,81	kN	OK
-------------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk 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	0,0079		
Stm	201,58	mm	
Mk	4,00	kNm	
Nk	140,00	kN	
σ _s	-3,15	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0000		
ω _k =	-0,01	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	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	25	130,00	176,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		140,00	189,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm
Ai	2891,44	cm ²
Ji	165536	cm ⁴
i ²	57,25	cm ²
u	4,6	cm
e	92,86	cm sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
8	16	16,08
		22,02

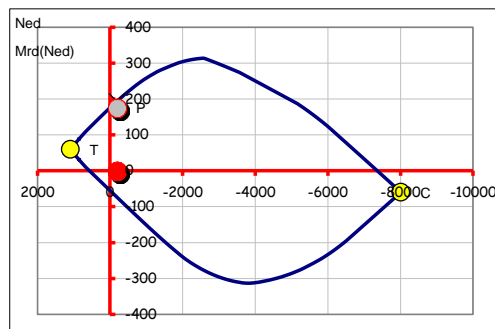
N° ferri area compressa

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

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	80,36	cm
d _s	102,36	cm
d' _s	83,36	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	8,06E-05	
x	9,27	cm
Si	890,16	cm ³
σ _c	14,58	N/mm ² OK
σ _s	280,34	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	193,52	kN	OK
-------------	--------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,3	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	16,00	mm
A _{ceff.}	750,00	cm ²
δ	0,0294	
Stm	104,49	mm
Mk	99,00	KNm
Nk	140,00	KN
σ _s	206,89	N/mm ²
ε _{sm}	0,0010	
ω _k	0,18	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	300 N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	25	89,00	119,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
8	16	16,08
		22,02

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	119,00	kN	
k	1,95		
kmax	2,00	vmin	0,62
ρ	0,010	vrd	0,81
Nsd	189,00	kN	
σ	0,076	kN/cm ²	
Vrd	203,56	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		
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	25	129,00	175,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		140,00	189,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm
Ai	2891,44	cm ²
Ji	165536	cm ⁴
i ²	57,25	cm ²
u	4,6	cm
e	92,14	cm sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
8	16	16,08
		22,02

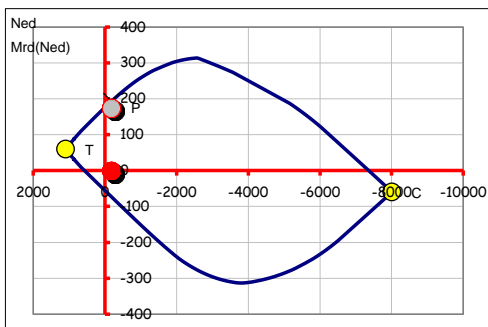
N° ferri area compressa

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

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	79,64	cm
d _s	101,64	cm
d' _s	82,64	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	1,09E-06	
x	9,27	cm
Si	897,37	cm ³
σ _c =	14,47	N/mm ² OK
σ _s =	277,97	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	193,52	kN	OK
-------------	--------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,3	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	16,00	mm
A _{ceff.}	750,00	cm ²
δ	0,0294	
Stm	104,49	mm
Mk	98,00	KNm
Nk	140,00	KN
σ _s	204,52	N/mm ²
ε _{sm}	0,0010	
ω _k =	0,17	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	300	N/mm ²	S.L.E.

Sezione trave e azioni agenti

combinazione rara

b	h	Vk	Vsd
[cm]	[cm]	[kN]	[kN]
100	25	124,00	167,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	12	4,52
8	16	16,08
		22,02

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	167,00	kN	
k	1,95		
kmax	2,00	vmin	0,62
ρ	0,010	vrd	0,81
Nsd	189,00	kN	
σ	0,076	kN/cm ²	
Vrd	203,56	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 FeB44k

ftk	540	N/mm ²	
fyk	430	N/mm ²	
Es	206000	N/mm ²	
γs	1,15		
fsd	374	N/mm ²	S.L.U.
σs	300	N/mm ²	S.L.E.
εsd	1,82	‰	
εsu	63	‰	

Coefficienti di omogeneizzazione

m	14	S.L.E.
r	15,9	S.L.U.

Sezione trave e azioni agenti

b	h	Mk	Msd
[cm]	[cm]	[kNm]	[kNm]
100	25	31,00	70,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
		140,00	189,00

d'	3,0	cm
d	22,0	cm
Ai	2666,25	cm ²
Ji	145213	cm ⁴
i ²	54,46	cm ²
u	4,4	cm
e	22,14	cm
		sez.parz.

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	9,64	cm	
d _s	31,64	cm	
d' _s	12,64	cm	
6m/b	0,84	cm ⁻¹	
equaz.	1,48E-06		
x	7,45	cm	
Si	1931,76	cm ³	
σ _c	5,40	N/mm ²	OK
σ _s	147,67	N/mm ²	OK

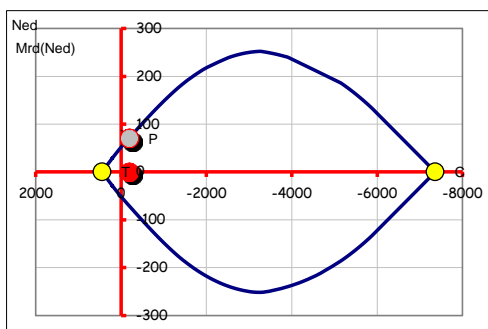
N° ferri area tesa

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

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.U.



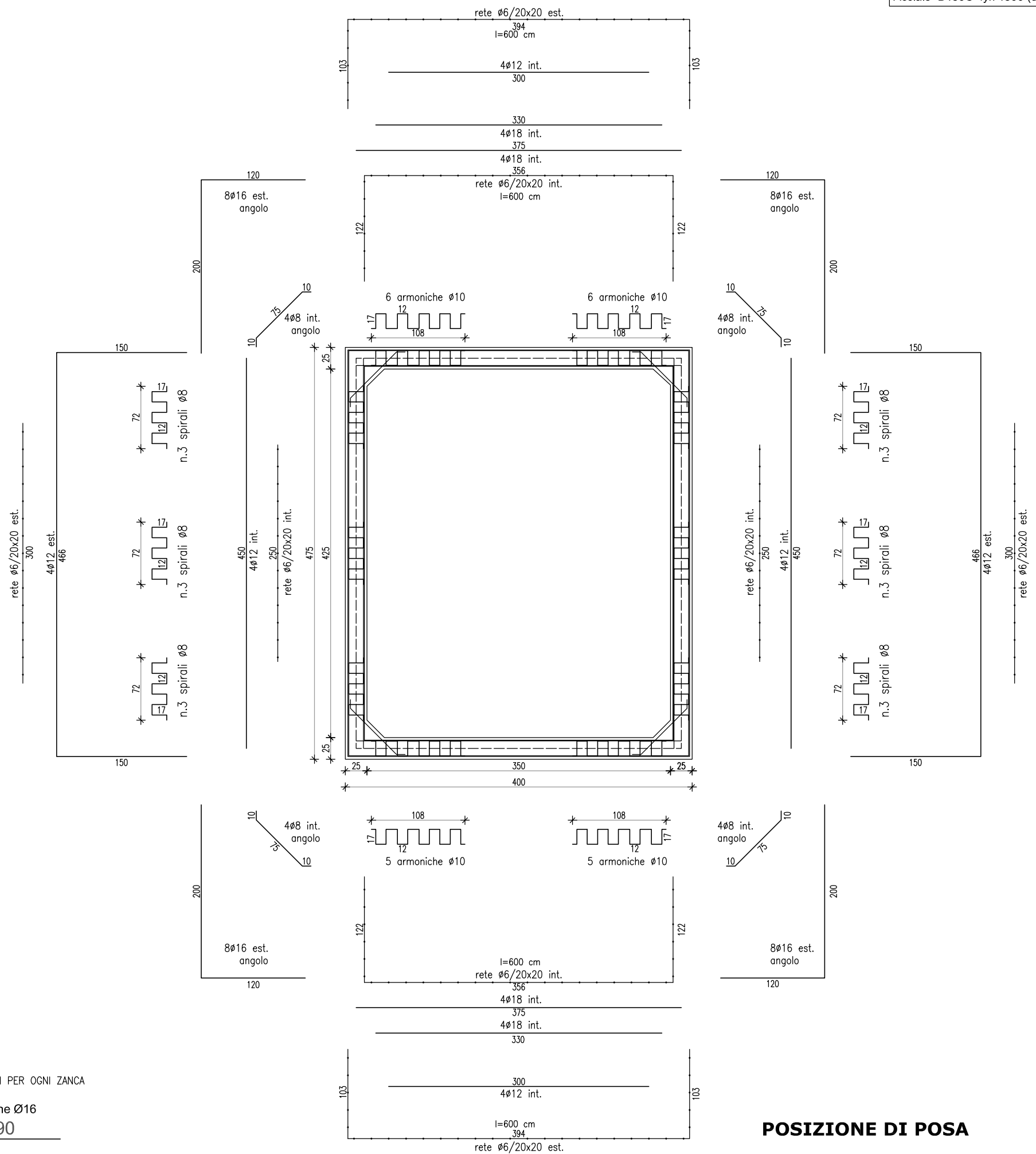
Mrd=	70,80	kN	OK
------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk 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	0,0079		
Stm	201,58	mm	
Mk	31,00	KNm	
Nk	140,00	KN	
σ _s	147,67	N/mm ²	
ε sm	0,0007		
ω _k	0,25	mm	OK

SCHEMA ARMATURE – SCATOLARE (350x425)cm L=100cm sp.25cm

Calcestruzzo C40/50 Rck 500 (daN/cm²)
 Classe di esposizione XC4-XA1
 Spessore copriferro min.3 cm
 Acciaio B450C fyk 4500 (daN/cm²)



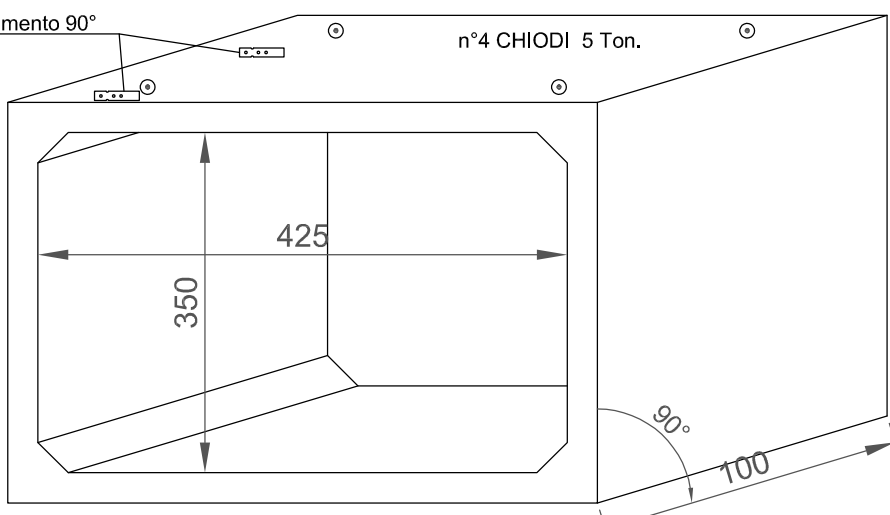
FERRI AGGIUNTIVI PER OGNI ZANCA

Spezzone Ø16
 90

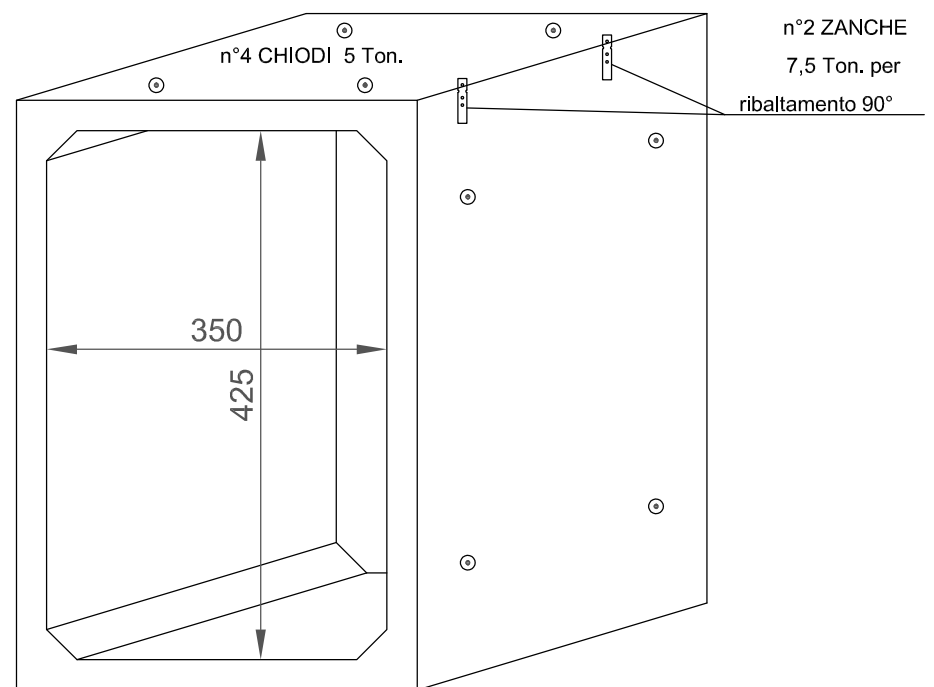
40
 2Ø16 L80cm

POSIZIONE DI CARICO SU AUTOMEZZO

n°2 ZANCHE
 7,5 Ton. per
 ribaltamento 90°



POSIZIONE DI POSA



N.B. i chiodi ancoranti predisposti nello scatolare devono essere utilizzati solamente per il "tiro" verticale (scarico dai mezzi, movimentazione e posa) PER LA ROTAZIONE A 90° SONO PREVISTE N°2 ZANCHE 7,5 Ton.