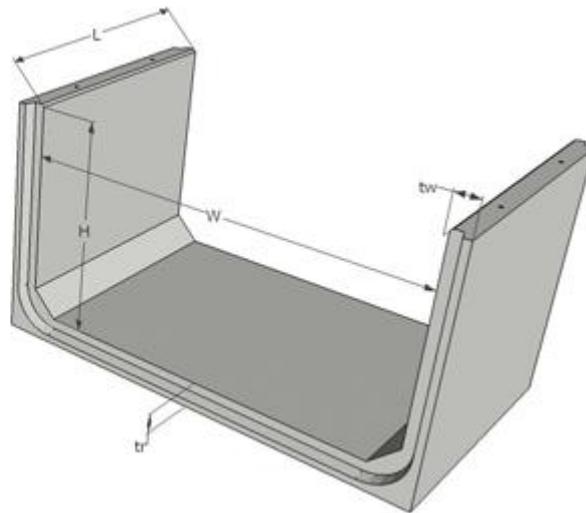


RELAZIONE E FASCICOLO DI CALCOLO CON ELABORATI GRAFICI

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

MANUFATTI PREFORMATI IN C.A.V.
CANALI APERTI(350xH286/419)cm L=200cm sp.25cm
CANALI APERTI(350xH152/285)cm L=200cm sp.25cm
ELEMENTI DA PORSI IN OPERA INTERRATO
DATA: 09.02.2019



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 a sud del Comune di Castelvetro.

Si procede con la progettazione di manufatti prefabbricati in c.a.v. a sezione rettangolare scatolare di profondità 200 cm a canna singola avente le dimensioni interne (350xh286/419) cm con lo spessore dei traversi e dei piedritti pari a 25 cm.

Le verifiche si ritengono valide anche per i manufatti aventi le dimensioni interne (350xh152/285) cm.

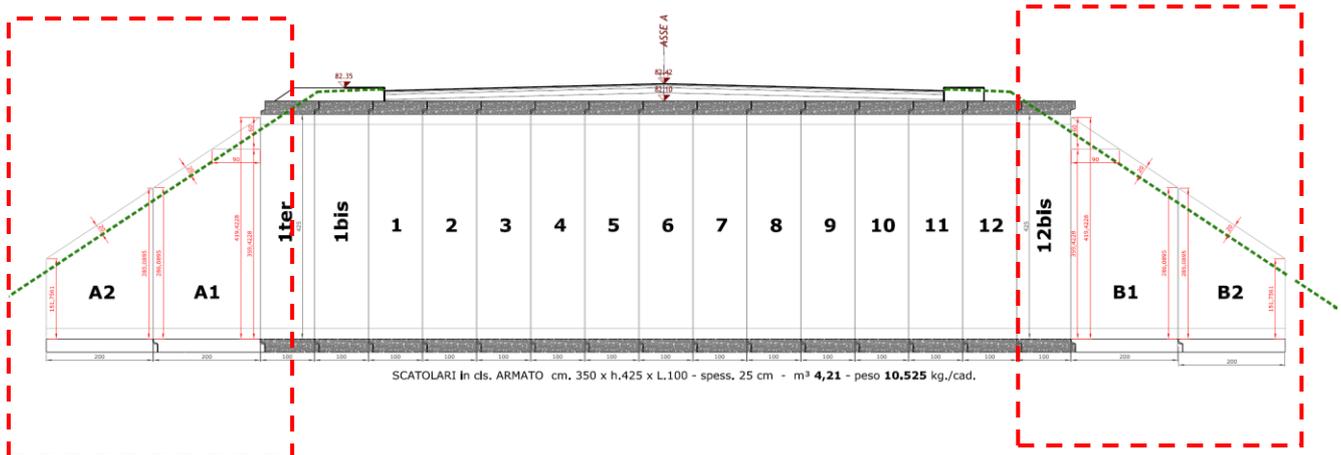
I canali prefabbricati sono prodotti in cantiere specializzato data la cura necessaria per produrre tali manufatti.

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 prefabbricati dovranno essere autoportanti ed idonei a sopportare:

- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo dei piedritti del canale, questo sempre presente;
- spinta laterale dovuta ai carichi variabili pari a 10 kN/ m²;
- 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

staffe, ripartitori, legature/spilli

barre	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:

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

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

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

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

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.

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 e successiva Circolare applicativa.

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 206-2016. 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

Sulla scorta delle indicazioni contenute nella relazione geologica-geotecnica elaborata dal Dott. Geol. Alessandro Ratazzi in data Marzo 2019, si sono adottate le seguenti caratteristiche tecniche medie del terreno:

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

$$\gamma_w = 10,00 \text{ kN/m}^3 \text{ (peso di volume dell'acqua di falda)}$$

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

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

$$k_a \text{ (spinta attiva)} = 0,333$$

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

Il rinterro deve iniziare il più presto possibile dopo la posa dell'elemento scatolare.

Il cunicolo dovrebbe essere riempito fino al livello superiore dell'elemento scatolare, lavorando alternativamente su entrambi i lati, utilizzando materiali granulari selezionati, compattati con compattatori leggeri o manuali, in strati non eccedenti 200 mm e mantenendo una differenza di livello di entrambi i lati dell'elemento scatolare non maggiore di 500 mm.

Il rinterro iniziale sopra l'elemento scatolare dovrebbe essere realizzato in strati da 200 mm di materiale granulare.

Materiali congelati o organici non sono adatti per il rinterro.

I carichi di cantiere, con un ricoprimento minimo diverso da quello di progetto, richiederanno considerazioni particolari di progettazione e saranno controllati prima dell'implementazione.

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 s.r.l.

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.

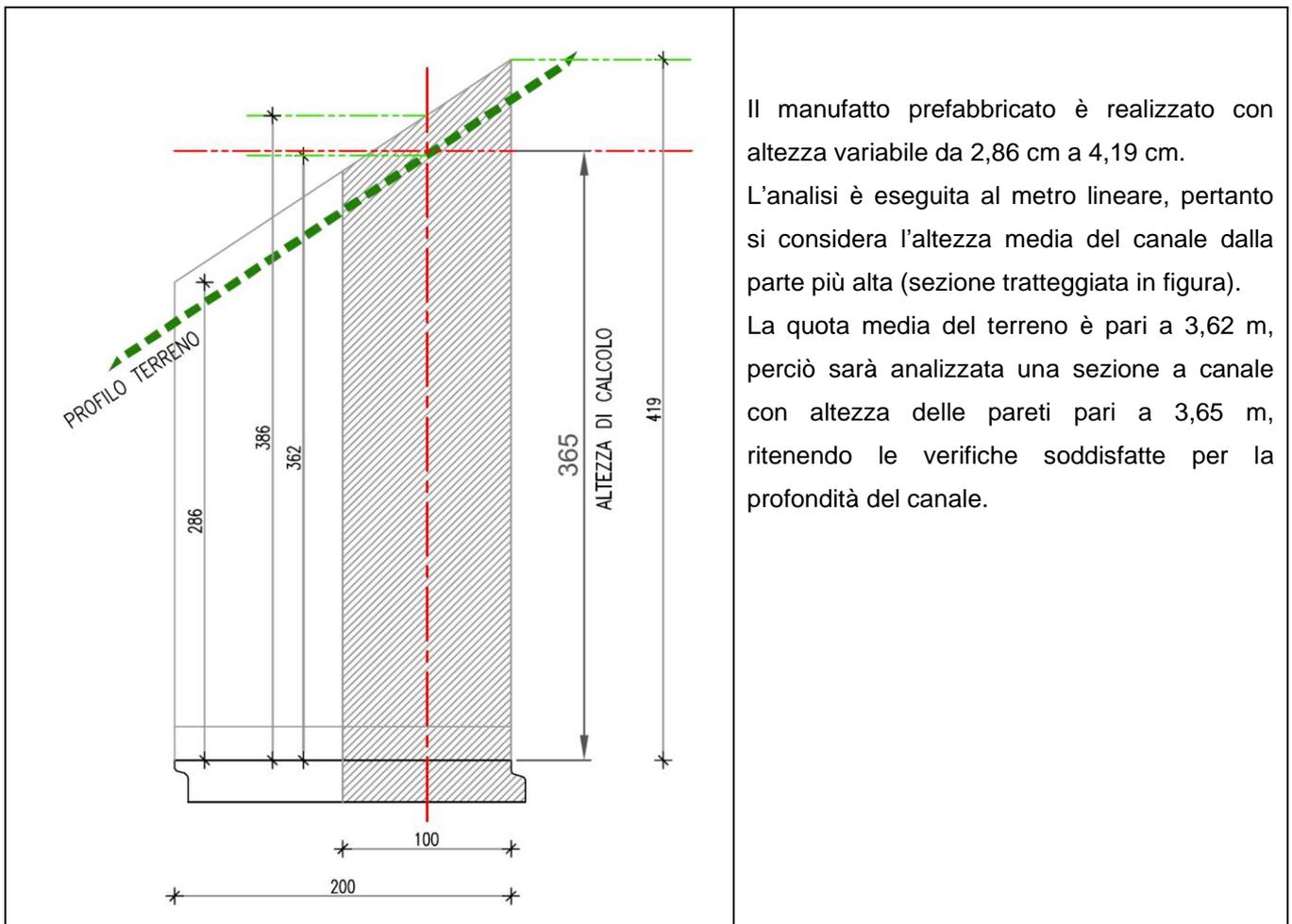
Le specifiche di calcolo sono riportate nell'allegato “Tabulati di calcolo”.

SCHEMATIZZAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

Lo schema considerato è quello di un telaio simmetrico su appoggio continuo su suolo elastico alla Winkler. Lo schema a telaio è bidimensionale ed è quello che meglio rappresenta le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidità e resistenza; infatti a favore della sicurezza non si è considerato un modello tridimensionale, che ripartendo i carichi nel senso della profondità degli scatolari ($L=200\text{cm}$) ridurrebbe le sollecitazioni.

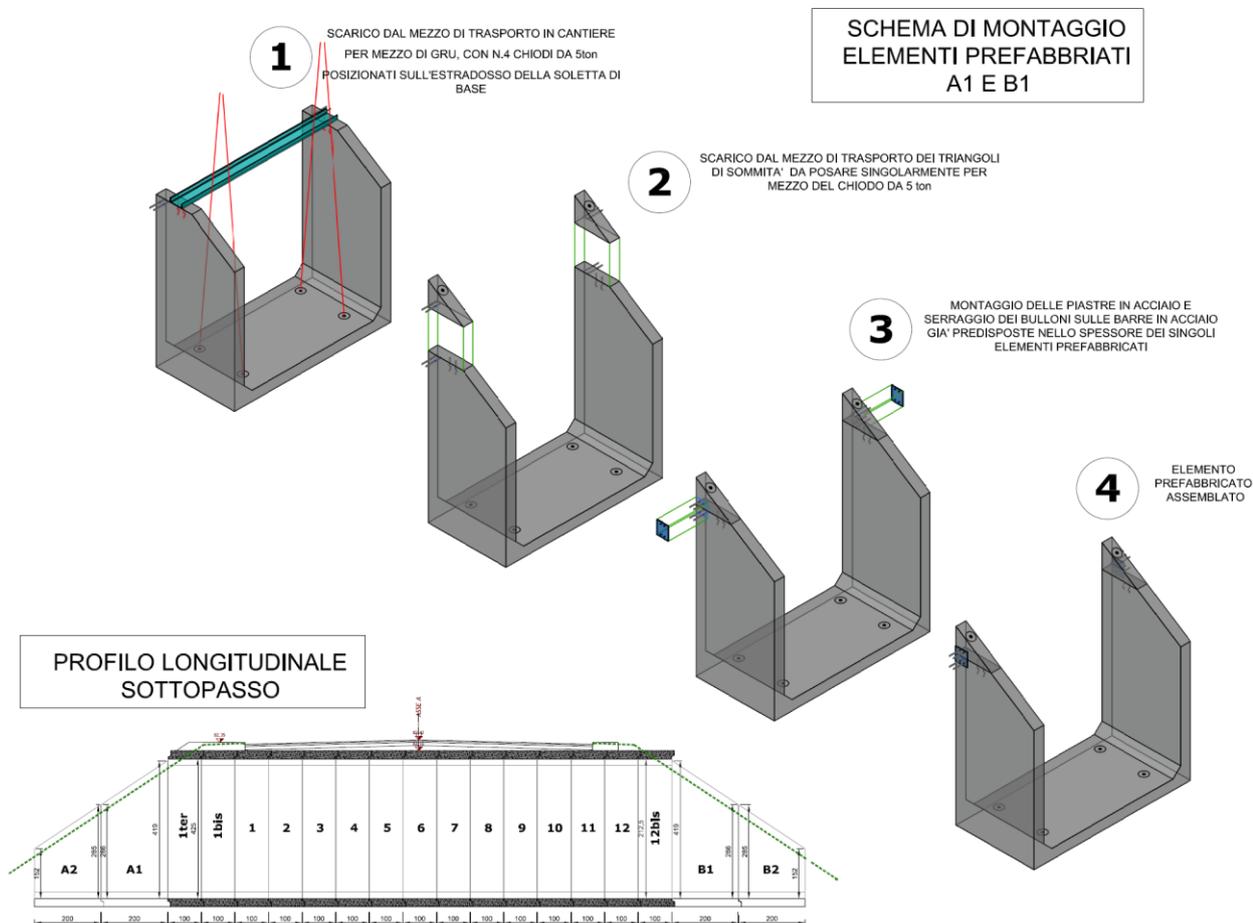
Lo schema considerato è soggetto alle seguenti condizioni di carico:

- spinta laterale del terreno di riempimento a tergo dei piedritti del canale, questo sempre presente;
- spinta laterale dovuta ai carichi variabili uniformemente distribuiti a p.c.;
- carichi permanenti dovuti alla pavimentazione e al sottofondo soprastante la soletta inferiore;
- carichi variabili interni per traffico stradale ($40,00\text{ kN/m}^2$);
- spinta idraulica esterna dovuta alla presenza di eventuale falda;
- azione sismica di riferimento per la località.



Il manufatto sarà prodotto in un unico getto fino al raggiungimento di 3,84 m di altezza e sarà completato fino alla quota di progetto con un elemento triangolare da montare in cantiere per mezzo di ancoraggi meccanici.

Di seguito si riporta la procedura di montaggio dei canali prefabbricati di tipo A1 e B1



Le verifiche condotte per i manufatti tipo A1 e A2 si ritengono valide anche per i manufatti tipo A2 e B2 che avendo altezza minore risultano verificati.

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti

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

Spinta orizzontale del terreno

Viene schematizzata come un carico triangolare agente sulle pareti laterali a partire dalla sommità dei piedritti fino all'interasse della soletta inferiore:

$$P_{H,terr,sup} = 0,00 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{H,terr,inf} = 3,775 \times 20,00 \times 0,333 = 25,14 \text{ kN/m}^2$$

Incremento della spinta orizzontale dovuta ai carichi variabili

Il sovraccarico variabile agente sul terreno ai lati della struttura viene considerato pari a 10,00 kN/m²

Al livello superiore e al livello inferiore vale:

$$Q_{H,veic,sup} = Q'_{H,veic,inf} = 10,00 \times 0,333 = 3,33 \text{ kN/m}^2$$

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 rinfianco 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

$\beta_m = 0,38$

$k_h = \beta_m \times a_{max} = 0,1216$

$k_v = 0,50 \times 0,1216 = 0,0608$

La spinta dinamica da applicare sui piedritti del canale è pari a:

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

$H =$ altezza media muro canale = 3,775 m

$E_{ws} = \gamma_w \times h_w$, spinta statica dell'acqua esterna = 0,00 kN/m²

$E_{wd} = 7/12 \times k_h \times \gamma_w \times h_w$, spinta idrodinamica acqua esterna = 0,00 kN/m²

$\gamma^* =$ peso di volume del terreno

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

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

$\varphi =$ angolo di attrito interno = 30°, $\theta = \arctan((k_h / (1 - k_v))) = 0,1287$, $\beta =$ inclinazione paramento = 0

$K = 0,4175$

La spinta dinamica della terra viene schematizzata come un carico triangolare agente sulle pareti laterali:

$E_{dd} = 20,00 \times (1 + 0,0608) \times 0,4175 \times 3,775 = 33,50$ kN/m² (carico triangolare sulla parete).

VERIFICA AL SOLLEVAMENTO

E' stata effettuata anche la verifica a sollevamento del canale con profondità di 1,00 m considerando che esso venga movimentato attraverso 4 ganci fissati in sommità delle sponde.

Il peso di ciascun canale è di 140,0 kN.

Considerando un coefficiente dinamico pari a 1,30, risulta:

$$P \text{ can.} = 140,0 \times 1,30 = 182,00 \text{ kN}$$

Il carico su ogni ancorante è:

$$P \text{ ancorante} = 182,00 / 4 = 45,5 \text{ kN.}$$

Per il sollevamento si utilizzano nr.4 ancoranti con portata nominale pari a 50 kN.

LIMITAZIONE DELLE DEFORMAZIONI

Le NTC prescrivono un controllo sulla snellezza dell'elemento da verificare, in particolare, per quanto riguarda la salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera, le frecce a lungo termine di travi e solai, calcolate sotto la condizione quasi permanente dei carichi, non dovrebbero superare il limite di 1/250 della luce.

Dall'analisi del modello di calcolo del canale soggetto ai carichi specificati nel paragrafo "Analisi dei carichi" si evince che allo S.L.E. gli spostamenti assoluti nel nodo di sommità del piedritto sono di circa 1,35 cm, minori a 1/300 della lunghezza del piedritto ($419 / 300 = 1,40 \text{ cm}$), compatibili con le comuni condizioni di posa.

	Condizione SLE	
	<i>SPOSTAMENTO ASSOLUTO [mm]</i>	<i>RAPPORTO DEFORMATA/LUCE</i>
<i>NODO SUPERIORE</i>	<i>-1,35 cm</i>	<i><1/300</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 1,20 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 :

		$q_{ult} = c' * N_c * s_c * d_c + q' * N_q * s_q * d_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma =$		2867	kN/m ²
con:					
$q' = \gamma_{sat} * d =$	78	kN/m ²	$d =$	3,90	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	
$d_c =$	2,35		$d_q =$	1,68	
$N_\gamma =$			$N_\gamma =$	15,67	
$s_\gamma =$			$s_\gamma =$	1,08	
$d_\gamma =$			$d_\gamma =$	1,68	
Capacità portante ultima del terreno (Terzaghi)					
		$q_{ult} = c' * N_c * s_c + q' * N_q + 0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma =$		1864	kN/m ²
con:					
$q' = \gamma_{sat} * d =$	78	kN/m ²	$d =$	3,90	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°	
			$\pi =$	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: $q_{ult} / F.S. = 18,64 \text{ daN/cm}^2 / 2,3 = 8,10 \text{ daN/cm}^2 > q_{max} = 1,20 \text{ daN/cm}^2$.

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 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.

§10.2.1 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 riporta a seguire l'extrapolazione del tabulato di calcolo dello scatolare (tutti i valori si riferiscono a 1,00 m di profondità del manufatto).

1 Azioni e carichi

1.1 Combinazioni di carico

Famiglia Limite ultimo

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Sovraccarico Sx	Sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Sollevamento	Dt
1	LU 1	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	1.35	0	0	0
2	LU 2	1.35	1.35	1.35	0	1.35	1.35	0	0	0
3	LU 3	1.35	1.35	1.35	1.5	1.35	0	0	0	0
4	LU 4	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0
5	LU 5	1.35	1.35	1.35	1.5	0	1.35	0	0	0
6	LU 6	1.35	1.35	1.35	0	0	1.35	0	0	0
7	LU 7	1.35	1.35	1.35	1.5	0	0	0	0	0
8	LU 8	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0	0	0
9	LU 9	1.35	0	0	0	0	0	0	1.35	0
10	LU 10	1	1	1	1	0	0	1	0	0
11	LU 11	1	1	1	0	0	0	1	0	0

Famiglia Esercizio rara

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Sovraccarico Sx	Sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Sollevamento	Dt
1	RA 1	1	1	1	1	1	1	0	0	0
2	RA 2	1	1	1	0	1	1	0	0	0
3	RA 3	1	1	1	1	1	0	0	0	0
4	RA 4	1	1	1	0	1	0	0	0	0
5	RA 5	1	1	1	1	0	1	0	0	0
6	RA 6	1	1	1	0	0	1	0	0	0
7	RA 7	1	1	1	1	0	0	0	0	0
8	RA 8	1	1	1	0	0	0	0	0	0
9	RA 9	1	0	0	0	0	0	0	1	0

Famiglia Esercizio frequente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Sovraccarico Sx	Sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Sollevamento	Dt
1	FR 1	1	1	1	1	0.75	0.75	0	0	0
2	FR 2	1	1	1	0	0.75	0.75	0	0	0
3	FR 3	1	1	1	1	0.75	0	0	0	0
4	FR 4	1	1	1	0	0.75	0	0	0	0
5	FR 5	1	1	1	1	0	0.75	0	0	0
6	FR 6	1	1	1	0	0	0.75	0	0	0
7	FR 7	1	1	1	1	0	0	0	0	0
8	FR 8	1	1	1	0	0	0	0	0	0

Famiglia Esercizio quasi permanente

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Sovraccarico Sx	Sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Sollevamento	Dt
1	QP 1	1	1	1	1	0	0	0	0	0
2	QP 2	1	1	1	0	0	0	0	0	0

Famiglia Pressioni sul terreno

Nome	Nome breve	Perm.	Spinta terra Sx	Spinta terra Dx	Variabile interno	Sovraccarico Sx	Sovraccarico Dx	Spinta dinamica terra	Sollevamento	Dt
1	PT 1	1	1	1	1	1	1	0	0	0
2	PT 2	1	1	1	0	1	1	0	0	0

1.2 Definizioni di carichi lineari

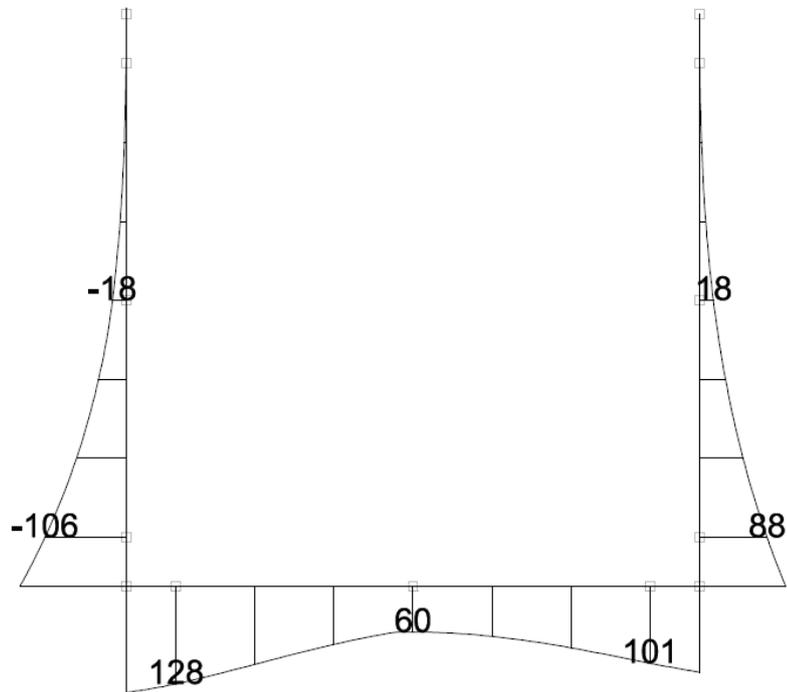
Nome	Condizione	Valori											
		Fx i.	Fx f.	Fy i.	Fy f.	Fz i.	Fz f.	Mx i.	Mx f.	My i.	My f.	Mz i.	Mz f.
Soletta inferiore	Permanenti	0	0	0	0	-6	-6	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Sx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Spinta terra Dx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile interno	0	0	0	0	-40	-40	0	0	0	0	0	0
	Spinta sovraccarico 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	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	25.1	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
	Spinta sovraccarico Sx	3.3	3.3	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
Piedritto Dx	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
	Spinta terra Dx	0	-25.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Variabile interno	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	-3.3	-3.3	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

2 Diagrammi involuppi

2.1 Involuppi SLU

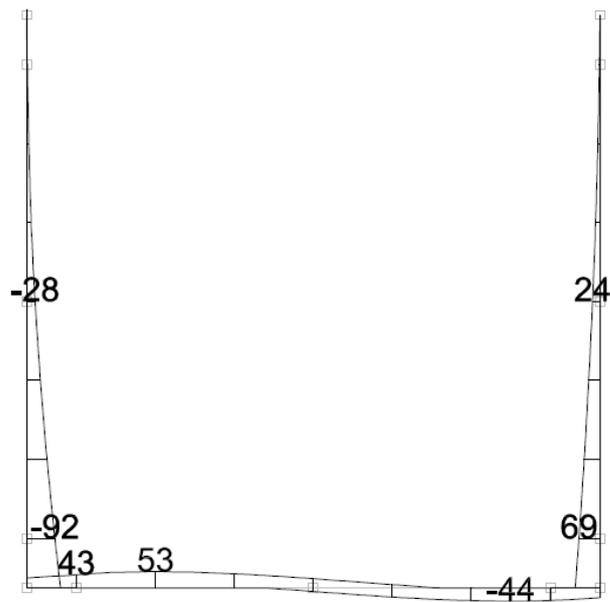
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

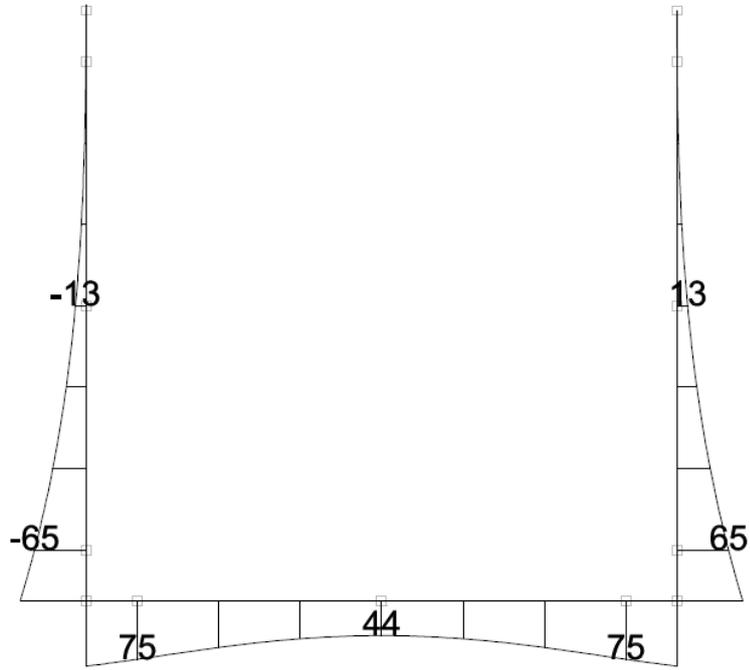
[kN]



2.2 Involuppi SLE

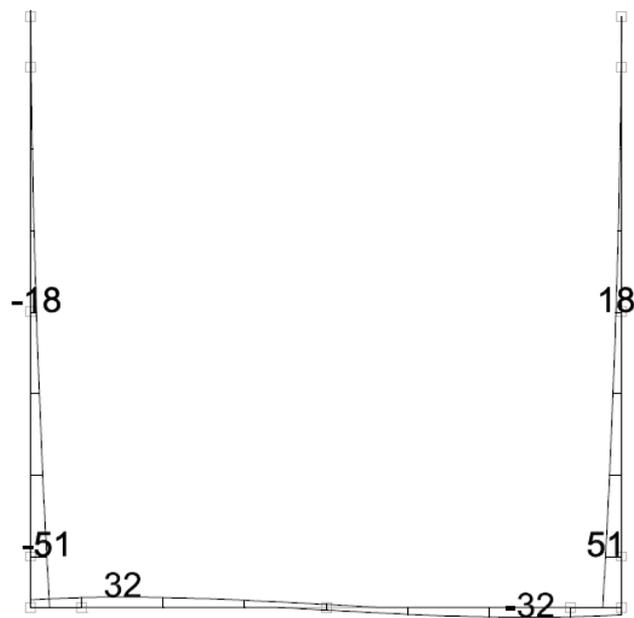
INVILUPPO MOMENTI

[kNm]



INVILUPPO TAGLIO

[kN]

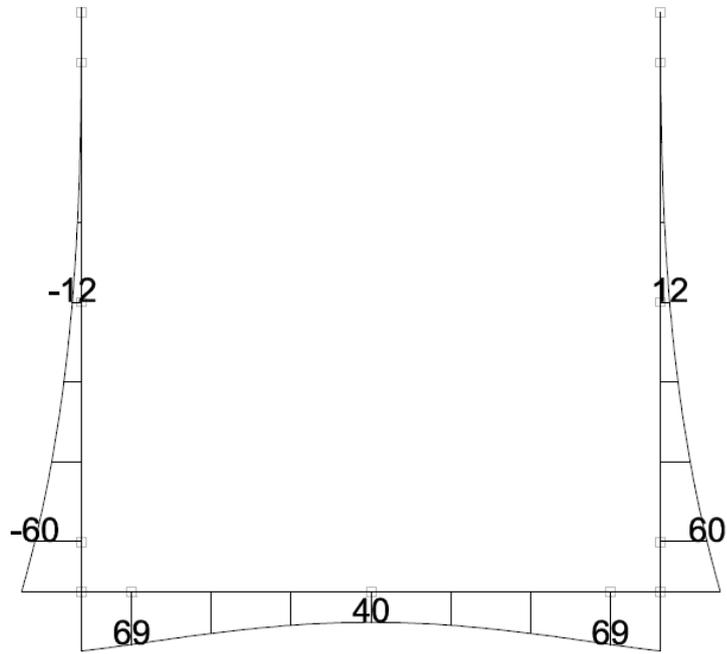


2.3 Involuppi SLE (frequente e quasi permanente)

INVILUPPO MOMENTI

COMB. FREQUENTE

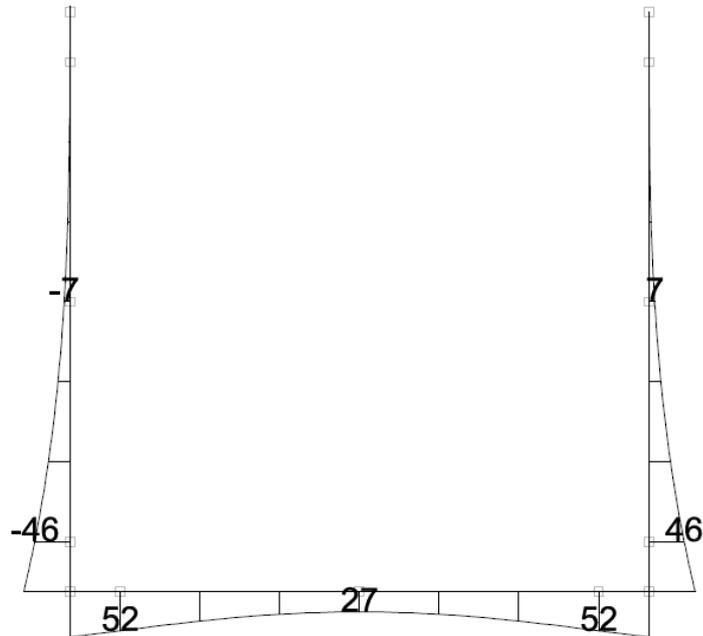
[kNm]



INVILUPPO MOMENTI

COMB. QUASI PERMANENTE

[kNm]



Verifica della sezione della soletta inf. per 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	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	44,00	60,00

d'	4,0	cm
d	21,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	16	8,04
2	12	2,26
		11,72

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
2	12	2,26
		9,33

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00558		
ρ' _s	0,00444		
ω _t	0,14032		
δ	0,64115		
x	6,44	cm	
J _i	44459	cm ⁴	
σ _c =	6,37	N/mm ²	OK
σ _s =	201,79	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,09285	OK	
ω' _s	0,07393	OK	
x	0,40	cm	
z _s	20,80	cm	
z' _s	-3,80	cm	
ε _s	0,1445		
ε' _s	0,0247		
Mrd=	86,50	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali med. 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.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0117		
Stm	186,54	mm	
Mk	40,00	kNm	
σ _s	183,45	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0009		
ω _k =	0,28	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali med. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	16,00	mm	
A _{ceff.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0117		
Stm	186,54	mm	
Mk	27,00	kNm	
σ _s	123,83	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0006		
ω _k =	0,19	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	75,00	128,00

d'	4,0	cm
d	21,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	16	8,04
7	12	7,92
		17,37

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifiche S.L.E.

ρ _s	0,00827		
ρ' _s	0,00337		
ω _t	0,16294		
δ	0,76588		
x	7,61	cm	
J _i	59588	cm ⁴	
σ _c =	9,58	N/mm ²	OK
σ _s =	235,88	N/mm ²	OK

Verifiche S.L.U.

ω _{sc}	0,5186	limite verso le forti armature	
ω _s	0,13766	OK	
ω' _s	0,05601	OK	
x	1,71	cm	
z _s	20,14	cm	
z' _s	-3,14	cm	
ε _s	0,0308		
ε' _s	0,0030		
Mrd=	131,24	kNm	OK

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali med. 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.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0174		
Stm	142,10	mm	
Mk	69,00	kNm	
σ _s	217,01	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0011		
ω _k =	0,25	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali med. aggressive			
armatura poco sensibile			
ω _k max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	16,00	mm	
A _{ceff.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0174		
Stm	142,10	mm	
Mk	52,00	kNm	
σ _s	163,55	N/mm ²	
ε _{sm}	0,0008		
ω _k =	0,19	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	32,00	53,00

d'	4,0	cm
d	21,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	16	8,04
7	12	7,92
		17,37

N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	53,00	kN	
k	1,98		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,008	vrd	0,78
Nsd	0,00	kN	solo carichi permanenti
σ	0,000	kN/cm ²	
Vrd	163,81	kN	>Vsd
OK			
elemento fessurato dal momento flettente			

**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	25	13,00	18,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
carichi permanenti		12,00	16,20

d'	4,0	cm
d	21,0	cm
Ai	2697,92	cm ²
Ji	144508	cm ⁴
i ²	53,56	cm ²
u	4,3	cm
e	108,33	cm sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

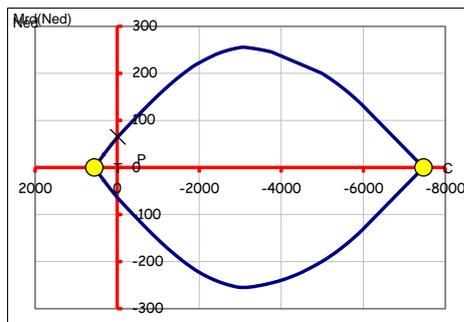
N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	95,83	cm
d _s	116,83	cm
d' _s	99,83	cm
δm/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	6,34E-06	
x	5,72	cm
Si	291,82	cm ³
σ _c =	2,35	N/mm ² OK
σ _s =	87,98	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	65,14	kN	OK
------	-------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente			
condizioni ambientali med. 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.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0071		
Stm	219,77	mm	
Mk	12,00	KNm	
Nk	12,00	KN	
σ _s	80,56	N/mm ²	
ε sm	0,0004		
ω _k =	0,14	mm	OK

combinazione quasi permanente			
condizioni ambientali med. aggressive			
armatura poco sensibile			
ωk max	0,2	mm	
β	1,70		
K ₁	0,80		
K ₂	0,50		
Φ	12,00	mm	
A _{ceff.}	1000,00	cm ²	
δ	0,0071		
Stm	219,77	mm	
Mk	7,00	KNm	
Nk	12,00	KN	
σ _s	43,45	N/mm ²	
ε sm	0,0002		
ω _k =	0,08	mm	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		
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	65,00	106,00
		Nk	Nsd
		[kN]	[kN]
carichi permanenti		22,00	29,70

d'	4,0	cm
d	21,0	cm
Ai	2842,18	cm ²
Ji	154931	cm ⁴
i ²	54,51	cm ²
u	4,4	cm
e	295,45	cm sez.parz.

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	16	8,04
7	12	7,92
		17,37

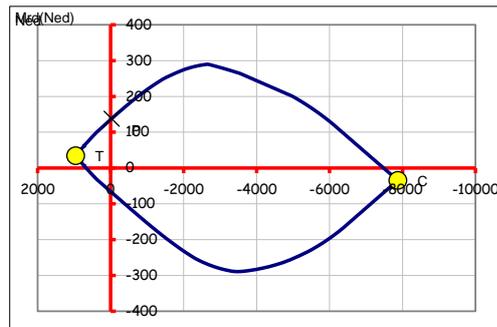
N° ferri area compressa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifiche S.L.E.(sezione parzializzata)

d _o	282,95	cm
d _s	303,95	cm
d _s '	286,95	cm
6m/b	0,84	cm ⁻¹
equaz.	-0,00053	
x	7,80	cm
Si	205,07	cm ³
σ _c =	8,37	N/mm ² OK
σ _s =	198,28	N/mm ² OK

Verifiche S.L.U.



Mrd=	138,03	kN	OK
-------------	--------	----	----

Verifiche S.L.E. fessurazione

combinazione frequente		
condizioni ambientali med. 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.}	1000,00	cm ²
δ	0,0174	
Stm	142,10	mm
Mk	60,00	KNm
Nk	22,00	KN
σ _s	182,56	N/mm ²
ε sm	0,0009	
ω _k =	0,21	mm OK

combinazione quasi permanente		
condizioni ambientali med. aggressive		
armatura poco sensibile		
ωk max	0,2	mm
β	1,70	
K ₁	0,80	
K ₂	0,50	
Φ	16,00	mm
A _{ceff.}	1000,00	cm ²
δ	0,0174	
Stm	142,10	mm
Mk	46,00	KNm
Nk	22,00	KN
σ _s	138,54	N/mm ²
ε sm	0,0007	
ω _k =	0,16	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	51,00	92,00

d'	4,0	cm
d	21,0	cm

N° ferri area tesa

n°	Φ	A _s [cm ²]
5	6	1,41
4	16	8,04
7	12	7,92
		17,37

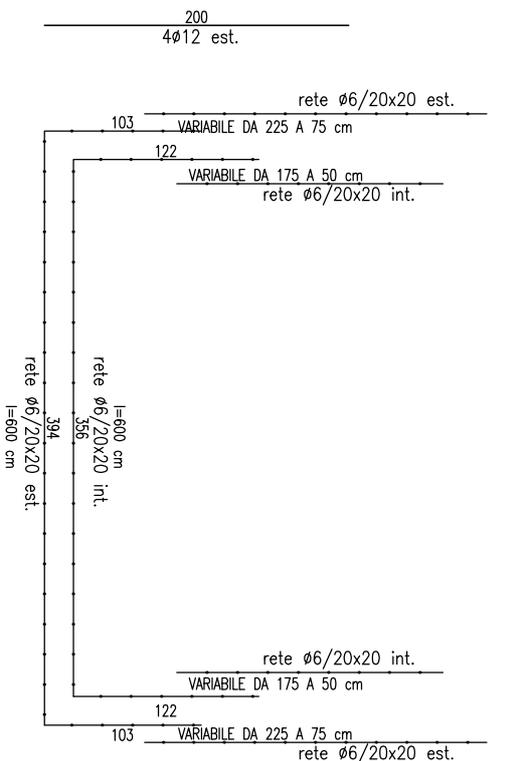
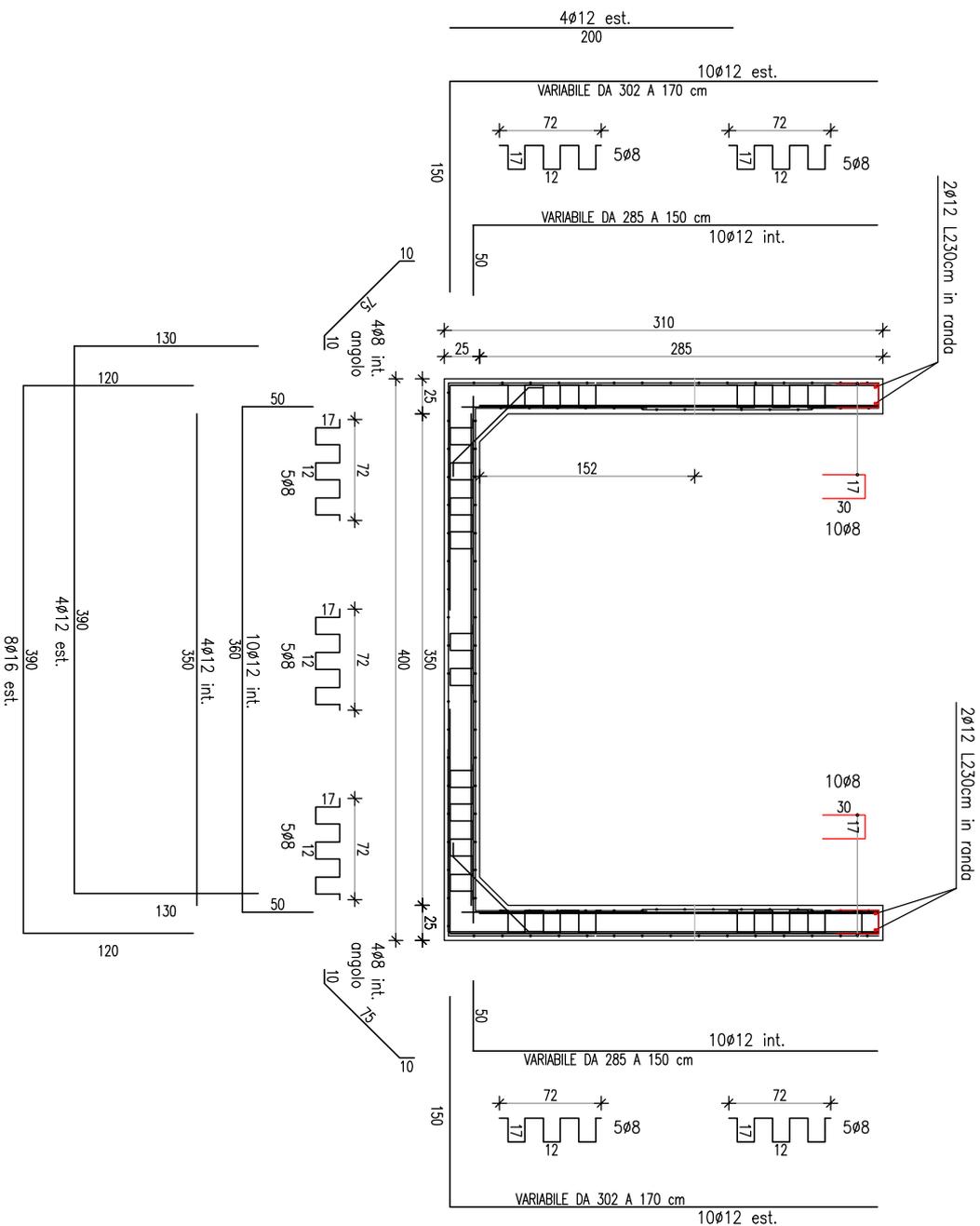
N° ferri area compressa

n°	Φ	A' _s [cm ²]
5	6	1,41
5	12	5,65
0	0	0,00
		7,07

Verifica di resistenza trave non armata al taglio

Vsd	92,00	kN	
k	1,98		
kmax	2,00	vmin	0,64
ρ	0,008	vrd	0,78
Nsd	29,70	kN	solo carichi permanenti
σ	0,012	kN/cm ²	
Vrd	167,55	kN	>Vsd
OK			
elemento fessurato dal momento flettente			

SCHEMA ARMATURE — CANALE (350xh152/285)cm L=200cm sp.25cm



Note:
 carichi variabili: 10 kN/m² (lato terra)
 angolo d'attrito interno: 30°
 peso specifico terreno saturo: 20 kN/m³
 Coeff. spinta attiva: 0,333

Calcestruzzo C40/50 R_{ck} 500 (daN/cm²)

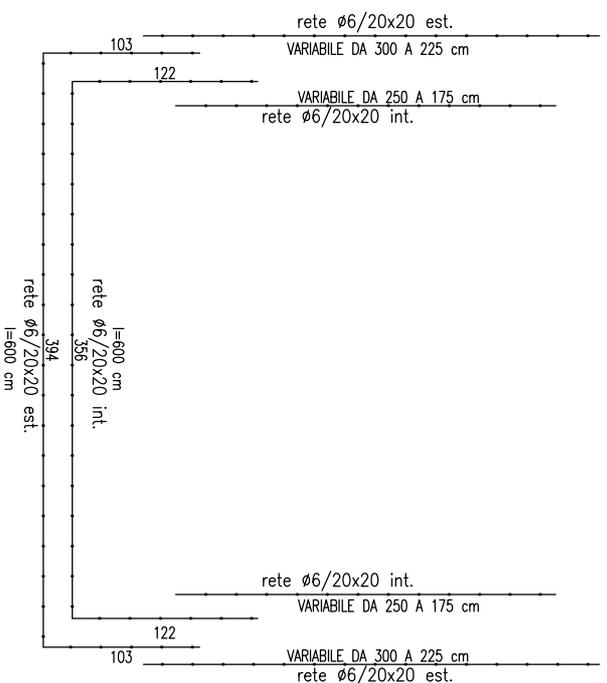
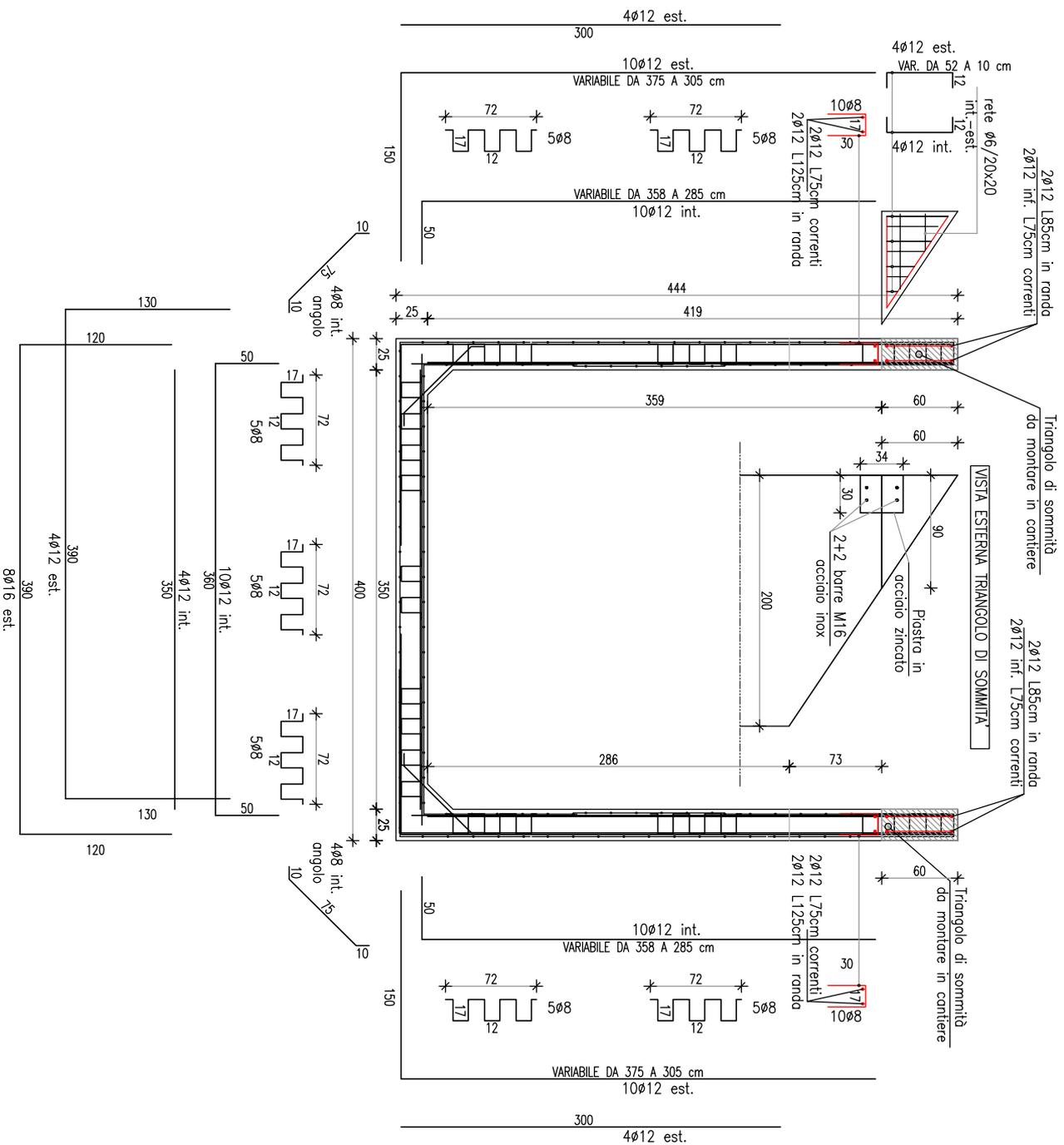
Acciaio B450C f_{yk} 4500 (daN/cm²)

Classe di esposizione XC4-XA1

Spessore copriferro min. 3 cm

Il presente disegno è di proprietà esclusiva della Ditta COPREM s.r.l.,
 che si riserva il diritto esclusivo di utilizzo e ne vieta l'uso a terzi in assenza di propria esplicita autorizzazione

SCHEMA ARMATURE — CANALE (350xh286/419)cm L=200cm sp.25cm



Note:

carichi variabili 10 kN/m² (lato terra)
 angolo d'attrito interno: 30°
 peso specifico terreno saturo: 20 kN/m³
 Coeff. spinta attiva: 0,333

Calcestruzzo C40/50 R_{ck} 500 (daN/cm²)

Acciaio B450C f_{yk} 4500 (daN/cm²)

Classe di esposizione XC4-XA1

Spessore copriferro min. 3 cm

Il presente disegno è di proprietà esclusiva della Ditta COPREM s.r.l.,
 che si riserva il diritto esclusivo di utilizzo e ne vieta l'uso a terzi in assenza di propria esplicita autorizzazione