



# Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione

CUP F2602000340001 CIG 652449686B



## GARA CA 08/15 - NUOVA SS 554 CAGLIARITANA

ADEGUAMENTO DELL'ASSE ATTREZZATO URBANO ED ELIMINAZIONE DELLE INTERSEZIONI A RASO DAL KM 1+500 AL KM 11+850



## OFFERTA TECNICA

### ASSE STRADALE PRINCIPALE

### IDROLOGIA E IDRAULICA

### STUDIO DI COMPATIBILITA' IDRAULICA

### Relazione di calcolo strutturale dei manufatti idraulici

CODICE PROGETTO			CODICE ELABORATO					SCALA	DATA	CODICE ELABORATO DI OFFERTA <b>7.3</b>
progetto	liv.	numero	campo 1	campo 2	campo 3	campo 4	rev			
D P C A 0 6	D	1 5 0 1	T 0 0	I D 0 1	I D R	R E 0 3	A	-	21/04/16	

CONCORRENTE:



PROGETTISTA INDICATO COSTITUENDO R.T.P.

Capogruppo Mandataria R.T.P.



Mandante



Mandante

ING. FRANCESCA LEO

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE  
FRA LE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Paolo Cucino

RESPONSABILE ELABORATO

Ing. Francesca Leo

## INDICE

1	INTRODUZIONE .....	3
1.1	Inquadramento generale dell'intervento .....	3
1.2	Oggetto specifico del documento .....	4
2	CRITERI DI PROGETTAZIONE .....	5
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA .....	5
3.1.1	Normative specifiche di riferimento .....	5
3.1.2	Normative sui materiali .....	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	7
4.1	Calcestruzzo solette e piedritti sottovia .....	7
4.2	Acciaio per armature strutture in c.a. ....	7
5	DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO .....	8
5.1	Soletta superiore, inferiore e piedritti .....	8
6	PARAMETRI GEOTECNICI .....	9
7	TIPOLOGIE CANALI E TOMBINI .....	10
8	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI .....	13
8.1.1	Straus 7 R 2.4.4 .....	13
8.1.2	Modellazione adottata .....	13
9	ANALISI DEI CARICHI .....	15
10	COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE .....	21
10.1.1	Combinazioni per lo stato limite ultimo .....	21
10.1.2	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara .....	21
10.1.3	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente .....	22
10.1.4	Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente .....	22
10.1.5	Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita .....	22
11	DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE .....	23
11.1.1	Is Corrias - Inviluppo SLU/SLV momento flettente .....	23
11.1.2	Is Corrias - Inviluppo taglio SLU/SLV .....	27
11.1.3	Is Corrias - Inviluppo condizione RARA momento flettente .....	29
11.1.4	Rio Mortu - Inviluppo SLU/SLV momento flettente .....	31



11.1.5	Rio Mortu - Inviluppo taglio SLU/SLV.....	33
11.1.6	Rio Mortu - Inviluppo condizione RARA momento flettente.....	34
12	VERIFICHE DI RESISTENZA ED IN ESERCIZIO .....	35
12.1.1	Is Corrias.....	37
12.1.2	Rio Mortu – Lussoriu - Fine Lotto.....	39

## 1 INTRODUZIONE

### 1.1 Inquadramento generale dell'intervento

La presente Relazione Tecnica costituisce parte integrante del Progetto Definitivo dell'appalto "Nuova SS 554 "Cagliaritana". Adeguamento dell'asse attrezzato urbano ed eliminazione delle intersezioni a raso dal km. 1+500 al km. 11+850", che è stato sviluppato in fase Offerta Tecnica con riferimento a quanto previsto dal Disciplinare di Gara bandito da ANAS Spa (codice gara CA08/15).

L'infrastruttura oggetto del Progetto Definitivo, è costituita da un tratto di strada tipo B extraurbana di lunghezza pari a circa 10340 m, che si svilupperà in corrispondenza della attuale sede della SS.554, con direzione Ovest - Est, nella zona a Nord del centro abitato di Cagliari.

Le opere comprese nel Progetto Definitivo sono suddivise, secondo il bando ANAS in due distinti lotti funzionali:

- I° Lotto funzionale (da progr. 1+500 a progr. 7+100): sarà oggetto dell'Appalto di esecuzione e di progettazione esecutiva, da parte dell'aggiudicatario della gara;
- II° Lotto funzionale (da progr. 7+100 a progr. 11+850): non sarà oggetto dell'Appalto di esecuzione e di progettazione esecutiva, ma soltanto della fase di progettazione definitiva in gara.

Il tracciato stradale principale verrà realizzato per adeguamento in sede dell'attuale infrastruttura, con allargamento della sezione stradale esistente SS554, dalla progressiva iniziale fino alla progressiva 10+500 circa, dove la direzione principale per Villasimius e la Sardegna sud – orientale, verrà indirizzata per i rimanenti 1350 m compresi nel lotto, sulla attuale strada statale SS.125, riconfigurando l'ultimo tratto della attuale SS.554 come svincolo in uscita verso la direzione Poetto/Quartu Sant'Elena.

Si tratta di una zona di periferia urbana di una cintura molto rilevante dal punto di vista della densità di popolazione, costituita, oltre che da Cagliari (155.000 abitanti), da Monserrato (20.000 abitanti), Selargius (29.000 abitanti), Quartucciu (13.000 abitanti) Quartu Sant'Elena (71.000 abitanti).

Le quote altimetriche della zona sono principalmente pianeggianti con variabilità tra un minimo di 9,50 msm. In corrispondenza dell'inizio lotto, fino a circa 45 msm. nelle progressive finali; lungo tutto il tracciato le quote si attestano quasi sempre tra i 20 e i 30 msm.

Sulla direttrice Nord Sud invece le quote sono digradanti verso il golfo di Cagliari e vedono una zona a nord della SS.554 caratterizzata da ambienti per lo più rurali e poco urbanizzati, ed una zona a Sud dell'infrastruttura caratterizzata dalla presenza dei centri urbani.

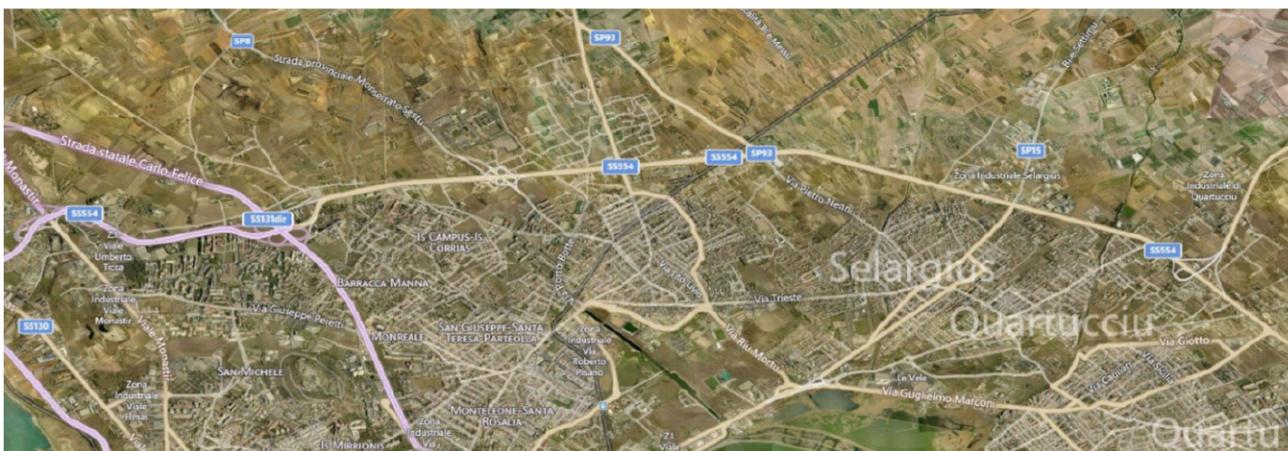


Figura 1 – Vista dell'area oggetto dell'intervento

Il progetto comprende anche 8 svincoli principali, con l'eliminazione di tutte le intersezioni a raso esistenti, con la realizzazione di svincoli su piani sfalsati, 9 viabilità di servizio complanari, e numerosi tratti di adeguamento della viabilità esistente, nelle adiacenze.

Sono previste già nel progetto preliminare a base di gara importanti opere idrauliche a salvaguardia della nuova infrastruttura, quali canali idraulici e sistemi di vasche di laminazione, dimensionati allo scopo di abbattere la pericolosità idraulica, che risulta allo stato attuale molto elevata su rilevanti tratti del tracciato principale.

Da un punto di vista idraulico la zona dove si inserisce l'infrastruttura non è caratterizzata da interferenze con corsi d'acqua di grandi dimensioni in termini di lunghezze, portate o dimensioni dell'alveo, quanto piuttosto da una serie di interferenze con corsi d'acqua minori, caratterizzati da deflusso a carattere stagionale, se non addirittura occasionale, ma allo stesso tempo da portata anche piuttosto rilevanti.

In aggiunta ad essi bisogna evidenziare anche fenomeni di esondazione occasionale, anche lungo direttrici, che allo stato attuale non sono propriamente incanalate o regimate, ma che in occasione degli eventi di piena, trasformano in zone di scorrimento elementi di canalizzazione quali strade e viabilità locali, per trasferire portate meteoriche anche elevate lungo la direttrice Nord – Sud che dall'entroterra cagliaritana porta verso le zone costiere più densamente popolate.

Il fenomeno appena descritto acquisisce particolare importanza in virtù del fatto che l'infrastruttura in oggetto è collocata nell'entroterra cagliaritana a nord della città e si sviluppa con direzione Ovest – Est, andando a lambire a Nord anche gli abitati dell'area sub-urbana di Cagliari, cioè i centri abitati di Monserrato, Selargius, Quartucciu e Quartu Sant'Elena (si veda la vista aerea generale riportata in Figura 1).

## 1.2 Oggetto specifico del documento

Oggetto specifico del presente documento è la valutazione delle tipologie di canali e tombini idraulici presenti nel tratto stradale oggetto della progettazione definitiva, lo studio dei casi più significativi dal punto di vista del dimensionamento strutturale, la loro analisi e verifica.

Sono presenti numero canali di diversa geometria sia in pianta che in altezza che si sviluppano lungo tutto il tratto e costituiscono una delle opere di maggior valenza all'interno dell'adeguamento dell'asse attrezzato urbano avendo una funzione di regimazione delle acque e protezione della viabilità nel caso di eventi alluvionali.

I canali principali sono 4:

- Is Corrias
- Rio Mortu
- Rio Lussoriu
- Fine lotto

## 2 CRITERI DI PROGETTAZIONE

Lo studio in oggetto è stata condotta nel rispetto delle normative vigenti in materia stradale e per il calcolo delle strutture oltre che dei documenti dell'Autorità di Bacino unico della Regione Sardegna.

## 3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO, RACCOMANDAZIONI E LINEE GUIDA

In accordo a quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n. 76 del 21.03.1974), nella progettazione di tutte le strutture trattate in questa relazione si fa riferimento alle normative, alle raccomandazioni ed alle linee guida di seguito proposte.

Il calcolo viene condotto nel rispetto delle Normative Nazionali, provvedendo ad integrare le informazioni in esse contenute, dove necessario, con le indicazioni proposte negli Eurocodici e nelle più accreditate normative Internazionali.

### 3.1.1 Normative specifiche di riferimento

Le normative di riferimento considerate in materia di strutture sono:

- **Decreto Ministeriale 14.01.2008** "Nuove norme tecniche per le costruzioni"
- **Circolare 02.02.2009 n°617/C.S.LL.PP.** "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.
- **EN 1992-1-1: 2005 "Eurocodice 2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";**
- **EN 1997-1: 2005 "Eurocodice 7: Progettazione geotecnica, Parte 1: Regole generali";**
- **EN 1998-1: 2005 "Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";**

- **EN 1998-5: 2005 “Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica, Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;**
- **D.M. 11.03.1988 e s.m.** – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”;
- **D.M. Min. LL.PP. 14 febbraio 1992** – “Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- **D.M. Min. LL.PP. 9 gennaio 1996** – “ Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- **Circolare Min. LL.PP. 15 ottobre 1996 n°252 AA.GG.** – “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996”.

### 3.1.2 Normative sui materiali

- **UNI EN 206-1** “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella costruzione dovranno essere oggetto di prove certificanti la rispondenza fra i valori di progetto delle resistenze adottate nel calcolo e le caratteristiche meccaniche dei prodotti posti in opera. In particolare valgono le indicazioni di seguito presentate.

### 4.1 Calcestruzzo solette e piedritti sottovia

Per la soletta è stato previsto un calcestruzzo classe **C28/35** il quale dovrà essere confezionato secondo i criteri proposti nel capitolato e dovrà garantire le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica cubica di calcolo:  $R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a 28gg:  $f_{ck} = R_{ck} \times 0.83 = 29.75 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo calcestruzzo:  $f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c = 19.83 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità istantaneo:  $E_{cm} = 32308 \text{ MPa}$
- Coefficiente di dilatazione termica:  $\alpha = 1.0 \text{ E } -05 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

### 4.2 Acciaio per armature strutture in c.a.

Nella soletta dovranno essere poste barre nervate in acciaio **B450C** (secondo UNI EN 10080) controllato in stabilimento. Dovranno essere garantite la saldabilità e le caratteristiche meccaniche di seguito indicate:

- Tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
- Resistenza di calcolo acciaio:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.3 \text{ MPa}$
- Modulo elastico:  $E_a = 210000 \text{ MPa}$

## 5 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Per garantire la durabilità delle strutture di calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dagli attacchi chimico-fisici.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

### 5.1 Soletta superiore, inferiore e piedritti

Si considera una classe di esposizione **XC4**

XC4: ciclicamente bagnato ed asciutto, superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2;

Tale classe di esposizione, secondo le prescrizioni normative, ricade nella condizione ambientale aggressiva. Ne consegue che, in ragione della vita nominale della strutture assunta pari a 100 anni, si dovrà garantire un copriferro netto pari a 45 mm in ottemperanza a quanto prescritto nella circolare C4.1.6.1.3.

Le verifiche di fessurazione dovranno garantire il soddisfacimento delle disuguaglianze di seguito riportate:

Combinazione quasi permanente:  $w_k \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$ ;

Combinazione frequente:  $w_k \leq w_1 = 0.3 \text{ mm}$ .

## 6 PARAMETRI GEOTECNICI

Ai fini del calcolo della spinta esercitata dalle terre sui piedritti dei **manufatti ad U** o del **manufatto scatolare** e del carico da ricoprimento sulla soletta superiore del **manufatto scatolare** si utilizzano i parametri seguenti:

- angolo di attrito interno del terreno  $\Phi = 35.0^\circ$
- coefficiente di spinta attiva  $k_a = 0.27$  (stato limite STR)
- peso specifico del terreno asciutto  $\gamma_{dry} = 20.00$  [kN/m<sup>3</sup>]
- coefficiente di sottofondazione  $k_s = 30000$  [kN/m<sup>3</sup>]
- Si assume inoltre, ai fini del calcolo dei carichi permanenti, un peso specifico per la piattaforma stradale pari a  $\gamma_{pav} = 20.00$  kN/m<sup>3</sup>.

## 7 TIPOLOGIE CANALI E TOMBINI

Si riportano di seguito sinteticamente le principali sezioni tipologiche presenti con la lunghezza di ciascuna; le dimensioni si devono intendere come sezione idraulica netta.

<b>CANALE IS CORRIAS</b>			
<i>CANALE A PELO LIBERO</i>	<i>B(m)</i>	<i>H(m)</i>	<i>L(m)</i>
Canale RETTANGOLARE C.A.	4	2,5	170
			170
Canale RETTANGOLARE C.A.	5	2	11
Canale RETTANGOLARE C.A.	5	3	105
			20
			45
			21
			27
			130
Canale RETTANGOLARE C.A.	6	3	826
Canale RETTANGOLARE C.A.	7	3	338
Canale RETTANGOLARE C.A.	12	3	16
Canale TRAPEZIO IN TERRA	12	1,9	353
<i>TOMBINO</i>	<i>B(m)</i>	<i>H(m)</i>	<i>L(m)</i>
Tombino S26	4	3	110
Tombino S23	4	3,5	82
Tombino S22	5	3,5	9
Tombino S21	5	3,5	9
Tombino S20	5	3,5	6,5
Tombino S19	5	3,5	5,5
Tombino S18	5	3,5	10
Tombino S17	5	3,5	192
Tombino S1	12	3	46

Figura 2 – Canale Is Corrias: sezioni tipologiche

<b>CANALE RIO MORTU</b>			
<i>CANALE A PELO LIBERO</i>	<i>B(m)</i>	<i>H(m)</i>	<i>L (m)</i>
Canale RETTANGOLARE C.A.	2	2,5	240
Canale RETTANGOLARE C.A.	2	3	25
Canale RETTANGOLARE C.A.	5	2	100
Canale RETTANGOLARE C.A.	5	2,5	85
			129
			55
Canale RETTANGOLARE C.A.	8	2,5	20
Canale RETTANGOLARE C.A.	6	2	30
Canale RETTANGOLARE C.A.	3	2	38
<i>TOMBINO</i>	<i>B(m)</i>	<i>H(m)</i>	<i>L (m)</i>
Tombino S45	2	3	10
Tombino S44	3	2	21
Tombino S43	5	2,5	55
Tombino S42	5	2,5	13
Tombino S41	5	2,5	21
Tombino S39	3	3	37

Figura 3 – Canale Rio Mortu: sezioni tipologiche

<b>CANALE RIO LUSSORIU</b>			
<i>CANALE A PELO LIBERO</i>	<i>B(m)</i>	<i>H(m)</i>	<i>L (m)</i>
Canale RETTANGOLARE C.A.	5	1,2	78
Canale RETTANGOLARE C.A.	3	1,5	62
Canale RETTANGOLARE C.A.	5	2	100
Canale RETTANGOLARE C.A.	2	2	
<i>TOMBINO</i>	<i>B(m)</i>	<i>H(m)</i>	<i>L (m)</i>
Tombino S50	3	1,3	32
Tombino S49	5	1,5	33
Tombino S50BIS	3	1,3	

Figura 4 – Canale Rio Lussoruu: sezioni tipologiche

<b>CANALE FINE LOTTO</b>		
<i>CANALE A PELO LIBERO</i>	<i>B(m)</i>	<i>H(m)</i>
Canale RETTANGOLARE C.A.	4	2,5
Canale RETTANGOLARE C.A.	2	2
<i>TOMBINO</i>	<i>B(m)</i>	<i>H(m)</i>
Tombino S61	4	2,5
Tombino S62	4	2,5
Tombino S63	4	2,5

Figura 5 – Canale Fine lotto: sezioni tipologiche

## 8 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

### 8.1.1 Straus 7 R 2.4.4

Il calcolo della struttura viene condotto con il programma Straus 7 release 2.4.4 della G+D Computing.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

- Elemento tipo BEAM (trave)
- Elemento tipo STIFFNESS (molla lineare)
- Elemento tipo SUPPORT (molla distribuita)

Il programma STRAUS applica il metodo degli elementi finiti a strutture di forma qualunque, diversamente caricate e vincolate, nell'ambito del comportamento lineare delle stesse.

### 8.1.2 Modellazione adottata

La struttura viene schematizzata attraverso un modello analitico agli elementi finiti.

L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Nel caso in esame il valore della costante di sottofondo si assume pari a:

$$K_s = 30000 \text{ kN/m}^3$$

Agli effetti delle caratteristiche geometriche delle varie aste si è quindi assunto:

- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_s$  cm per la soletta superiore
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_f$  cm per la soletta di fondazione
- una sezione rettangolare  $b \times h = 100 \times S_p$  cm per i piedritti

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste di un modello di esempio sono riportati nelle figure seguenti:



Figura 6 – Numerazione dei nodi

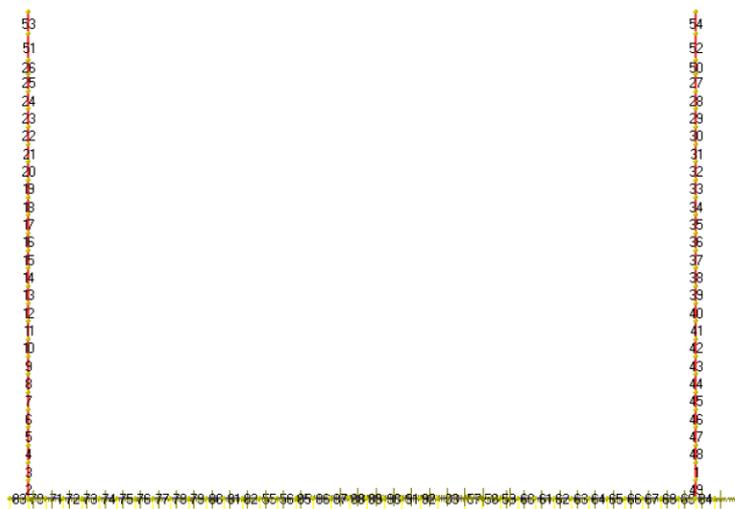


Figura 7 – Numerazione delle aste

## 9 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Nel caso del canale Is Corrias la soletta di base, gli elementi verticali (piedritti) e, laddove presente, la soletta di copertura hanno sempre **spessore 50 cm**.

Nel caso dei canali Rio Mortu, Rio Lussoriu e Fine lotto i medesimi spessori **strutturali sono pari a 30 cm**.

Si riportano di seguito alcune sezioni tipologiche dei 2 casi.

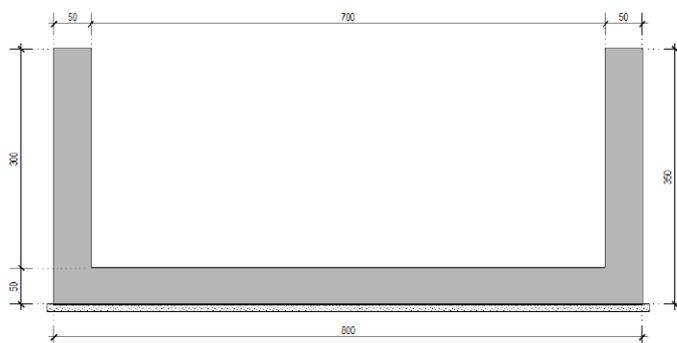


Figura 8 – Is Corrias sezione trasversale 700 x 300

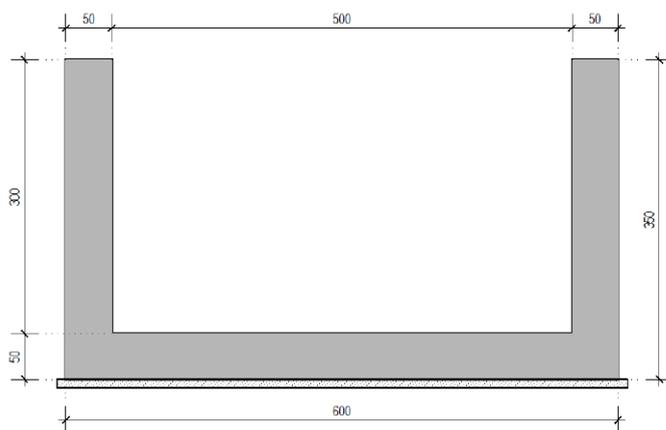


Figura 9 – Is Corrias sezione trasversale 500 x 300

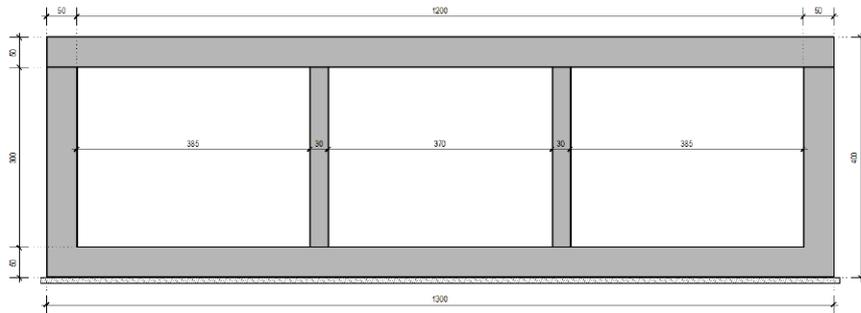


Figura 10 – Is Corrias sezione trasversale 1200 x 300

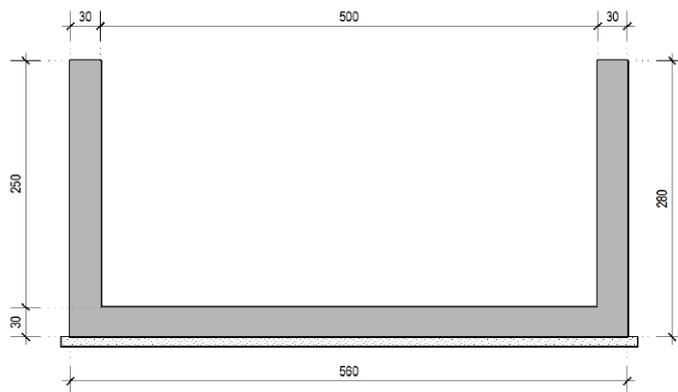


Figura 11 – Rio Mortu sezione trasversale 500 x 250

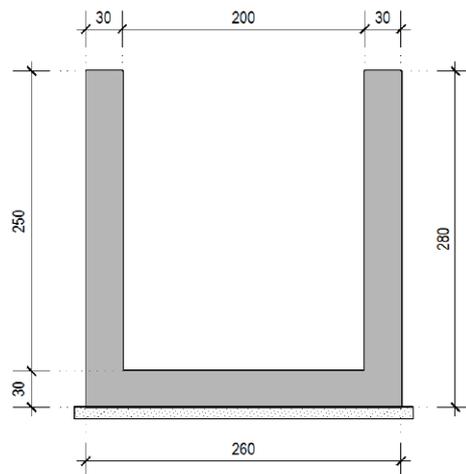


Figura 12 – Rio Mortu sezione trasversale 200 x 250

Vengono prese in considerazione le Condizioni Elementari di carico di seguito riportate.

Si considerano nel calcolo delle sollecitazioni agenti sul canale ad U o sul tombino i carichi di seguito riepilogati.

Le combinazioni elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: 25 kN/m<sup>3</sup>
- rilevato 20 kN/m<sup>3</sup>
- pavimentazione (spessore 0.11m, laddove presente) 20 kN/m<sup>3</sup>

#### Peso proprio e carichi permanenti portati

Si considera agente un carico relativo alla suola di fondazione, alle elevazioni e, se presente (tombini), alla soletta di copertura.

Per il terreno in copertura nel caso dei tombini si considera la situazione peggiore in termini di ricoprimento. Nella fattispecie il ricoprimento massimo è pari a 2,0m più il carico stradale.

#### Spinta delle terre

Il reinterro a ridosso del canale ad U o dello scatolare verrà realizzato tramite materiale di buone caratteristiche meccaniche, in accordo a quanto riportato al paragrafo 6 del presente documento.

La spinta del terreno assume un andamento lineare con la profondità secondo la legge:

$$p_h = k \gamma t z$$

dove si considera come coefficiente di spinta  $k$  il coefficiente di spinta attiva o a riposo a seconda dell'elemento strutturale di cui si vogliono massimizzare le sollecitazioni

Si evidenziano le spinte delle terre al limite superiore ed inferiore dello scatolare.

Si considera la presenza del carico del terreno per uno spessore variabile di volta in volta a seconda dei casi studiati; nel caso dei canali ad U chiaramente non è presente alcun ricoprimento, si tiene tuttavia conto della pendenza del rilevato che sale a tergo del piedritto laddove presente.

Nel caso dello scatolare pluricellulare del canale Is Corrias di sezione 12,0m x 3,0m con 2 setti intermedi di irrigidimento si considera un carico del ricoprimento relativo a 2,0m di terreno pari a 40 kN/m<sup>2</sup>.

#### Carichi veicolari sulla soletta superiore

Nel caso degli scatolari chiusi si ipotizza il carico pari a 20 kN/m<sup>2</sup> in copertura.

Nel caso dei canali aperti non vi sono chiaramente carichi stradali sopra tuttavia si considera l'eventuale presenza del medesimo carico pari a 20 kN/m<sup>2</sup> a tergo dei piedritti.

#### Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione

Si considera sulla soletta di base un carico dovuto al peso dell'acqua eventualmente presente di altezza pari a 2,0m

$$Q = 2.0 \times 10.00 = 20.0 \text{ kN/m}^2$$

Tale sollecitazione gioca comunque a favore di sicurezza per il manufatto in oggetto quindi se favorevole viene non considerata.

### Azioni sismiche

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = a_g/g \text{ (SLV)} = 0.07 \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.035$$

$$S = 1.2$$

P = peso proprio;

k = coefficienti sismici determinati in funzione delle coordinate del sito, della tipologia di terreno (categoria B), della categoria topografica (T1)

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma triangolare di pressioni, tipico dei muri di sostegno, avente la risultante a 1/3 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica  $\Delta P$  per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g/g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad h/2 del piedritto.

In direzione verticale i valori agenti sulle solette sono ridotti al 50%.

2 - Ai fini delle azioni orizzontali, sui piedritti si considera in aggiunta il contributo della sovraspinta sismica dovuto al sisma oscillatorio:

Sovraspinta sismica:

$$q_{sis} = k_h \cdot \gamma \cdot h_{tot}/h$$

dove si indica con  $h_{tot}$  l'altezza totale del tombino compresi gli spessori delle solette superiore (se presente) e inferiore più l'altezza di ricoprimento totale del tombino mentre con h si intende l'altezza del modello di calcolo.

### Azioni termiche

Non si considerano nell'analisi per la tipologia di strutture gli effetti delle azioni termiche.

### Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la sola soletta superiore, laddove presente, negli altri casi (a "U") la struttura è isostatica e non vi sono effetti significativi.

La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

$\epsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\epsilon_{cd,\infty} = kh * \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro  $h_0$ :

Tabella 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{c0}$

fck	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in ‰)					
	20.00	40.00	60.00	80.00	90.00	100.00
20.00	-0.62	-0.58	-0.49	-0.30	-0.17	0.00
25.00	-0.59	-0.55	-0.46	-0.29	-0.16	0.00
28.00	-0.56	-0.53	-0.45	-0.28	-0.15	0.00
32.00	-0.54	-0.51	-0.42	-0.26	-0.15	0.00
40.00	-0.48	-0.46	-0.38	-0.24	-0.13	0.00
60.00	-0.38	-0.36	-0.30	-0.19	0.10	0.00
80.00	-0.30	-0.28	-0.24	-0.15	-0.07	0.00

Tabella 11.2.Vb – Valori di kh

$h_0$ (mm)	kh
100	1
200	0.85
300	0.75
400	0.725
500	0.7

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\epsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato mediante l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2.5 * (fck - 10) * 10^{-6} \quad (\text{con } fck \text{ in } N/mm^2)$$

Assumendo come umidità relativa

$$U_r = 70\%$$

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\epsilon_{cs} = 0.00033$$



Il modulo viscoso a tempo infinito, in considerazione del valore di  $h_0$ , della resistenza del calcestruzzo e della U.R., può cautelativamente essere assunto pari a  $\Phi (t = \infty) = 1.6$ . Il modulo elastico ridotto del calcestruzzo risulta quindi pari a:  
 $E^*c = E c / (1 + \Phi) = 12533 \text{ N/mm}^2$ . (Condizione di carico 17)

## 10 COMBINAZIONI DI CARICO ADOTTATE

I carichi caratteristici sopra elencati (condizioni di carico), al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

Si sono considerati agenti tutti i carichi su un unico modello.

I carichi applicati hanno il loro valore nominale di seguito riportato.

In sede di combinazione dei carichi e di involuppi si sono opportunamente coefficientati i vari carichi agenti.

- involuppo dei carichi **allo SLU**
- involuppo dei carichi in condizioni **sismiche SLV**
- involuppo dei carichi in condizione **rara** (esercizio)
- involuppo dei carichi in condizione **frequente** (esercizio)
- involuppo dei carichi in condizione **quasi permanente** (esercizio)

L'involuppo in presenza di ciascuna di queste configurazioni prevede la presenza di differenti coefficienti di combinazione sia nei confronti dei carichi variabili sia per quanto riguarda i carichi permanenti (peso proprio, spinte del terreno e di carichi permanenti ed accidentali a tergo rilevato).

L'involuppo dei carichi variabili prevede la presenza nel modello dei carichi opportunamente coefficientati e raggruppati (vedi tabella 5.1.IV delle norme tecniche) in maniera tale da considerare presenti contemporaneamente diversi carichi accidentali rendendo tuttavia carico principale di volta in volta una diversa azione rispetto alle altre (queste ultime valutate quindi presenti con carichi amplificati opportunamente ridotti).

L'involuppo definito dei carichi eccezionali prevede la presenza nel modello finale dei carichi collegati al sisma.

Anche i carichi permanenti del modello nelle due configurazioni fin qui descritte sono caratterizzati da differenti coefficienti a seconda di qual è il tipo di involuppo considerato.

Discorso analogo si può effettuare per gli involuppi definiti "rara", "frequente" e "quasi permanente" dove ancora una volta i coefficienti dei carichi permanenti agenti sono caratterizzati da coefficienti diversi rispetto ai precedenti tipi di involuppo.

Di seguito si riporta una tabella che riporta per ciascun involuppo relativo ad uno dei modelli i coefficienti moltiplicativi utilizzati per le singole condizioni di carico elementari sia nel caso in cui esse agiscano a favore di sicurezza sia nel caso in cui agiscano a sfavore di sicurezza. Ci si riferisce ad un caso generale. Qualora alcune delle condizioni elementari riportate negli involuppi non fosse presente nel modello analizzato essa viene posta pari a 0 nel modello stesso e non sortisce quindi alcun effetto a livello di involuppo.

### 10.1.1 Combinazioni per lo stato limite ultimo

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{e3} \psi_{0,e3} T$  (carico da traffico veicolare  $Q_{k1}$  principale)

$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{e2} R + \gamma_{e3} T + \gamma_{Q1} \psi_{01} Q_{k1}$  (azioni termiche  $T$  principali)

### 10.1.2 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione rara

$G_1 + R + Q_{k1} + \psi_{0,e3} T$  (carico da traffico veicolare  $Q_{k1}$  principale)

$G_1 + R + T + \psi_{01} Q_{k1}$  (azioni termiche  $T$  principali)

### 10.1.3 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione frequente

$G_1 + R + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$  (carico da traffico veicolare  $Q_{k1}$  principale)

### 10.1.4 Combinazioni per gli stati limite di esercizio: combinazione quasi permanente

$G_1 + R + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$

### 10.1.5 Combinazioni per lo stato limite ultimo di Salvaguardia della vita

Si considera il sisma agente nella direzione trasversale dello scatolare (gli effetti del sisma agente nella direzione longitudinale del manufatto sono poco rilevanti), associato al sisma in direzione verticale (considerando in alternativa entrambi i versi d'azione). La non contemporaneità della massima azione verticale e orizzontale viene tenuta in conto, come prescritto dalle NTC 2008 (Par. 7.3.5), considerando i 4 seguenti scenari:

$E_1 = 1.00 EH + 0.30 EV +$  (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso l'alto al 30%)

$E_2 = 1.00 EH + 0.30 EV -$  (sisma orizzontale al 100%, sisma verticale verso il basso al 30%)

$E_3 = 0.30 EH + 1.00 EV +$  (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso l'alto al 100%)

$E_4 = 0.30 EH + 1.00 EV -$  (sisma orizzontale al 30%, sisma verticale verso il basso al 100%)

$G_1 + E + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{2\epsilon 3} T$

## 11 DIAGRAMMI DELLE CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni dimensionanti dei casi studiati per il canale Is Corrias e per gli altri 3 canali differenziando il confronto tra canali aventi geometrie e quindi elementi strutturali omogenei come specificato nel capitolo dell'analisi dei carichi nella premessa.

### 11.1.1 Is Corrias - Involuppo SLU/SLV momento flettente

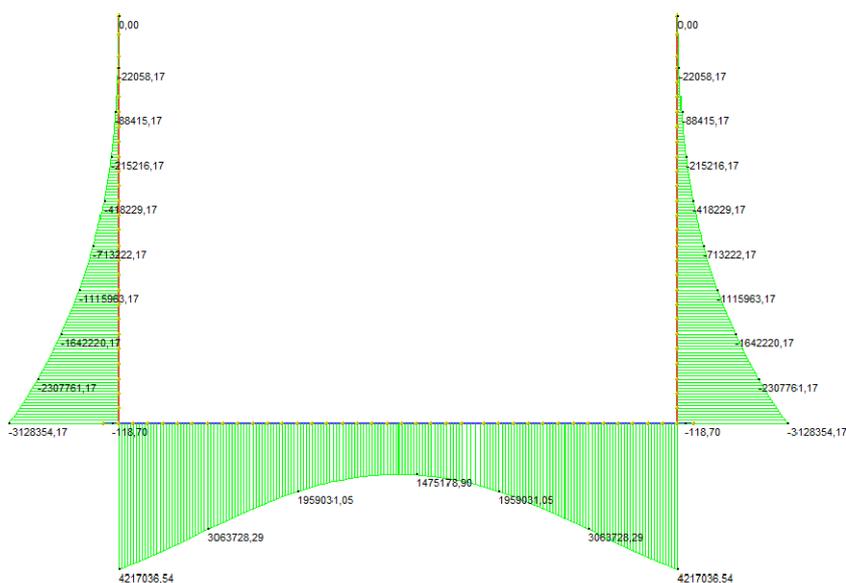


Figura 13 – Canale 700 x500 - Involuppo SLU max

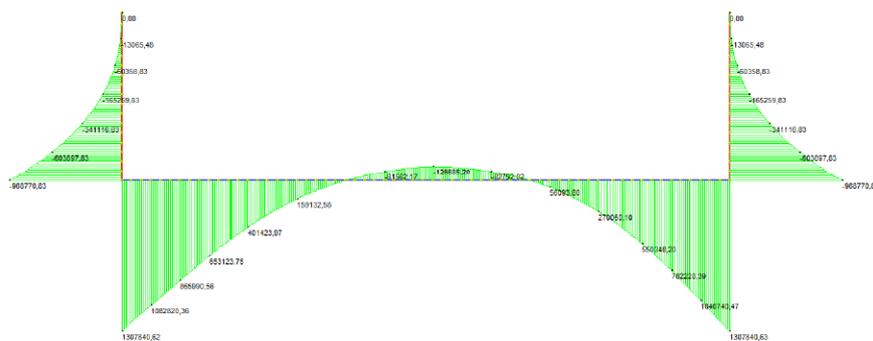


Figura 14 – Canale 1200 x 300 - Involuppo SLU max

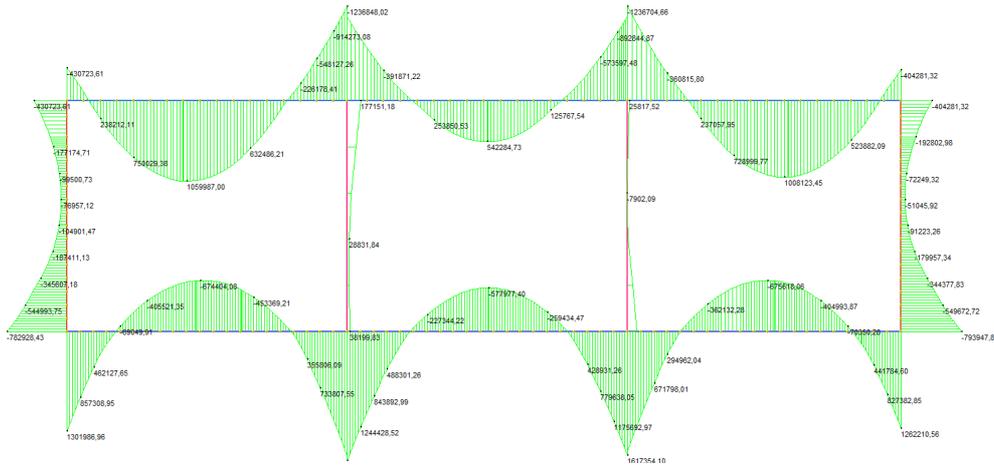


Figura 15 – Tombino 1200 x 300 - Involuppo SLU max

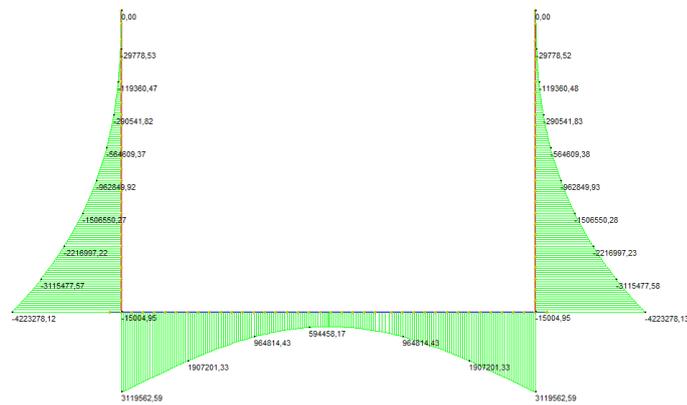


Figura 16 – Canale 700 x 500 - Involuppo SLU min

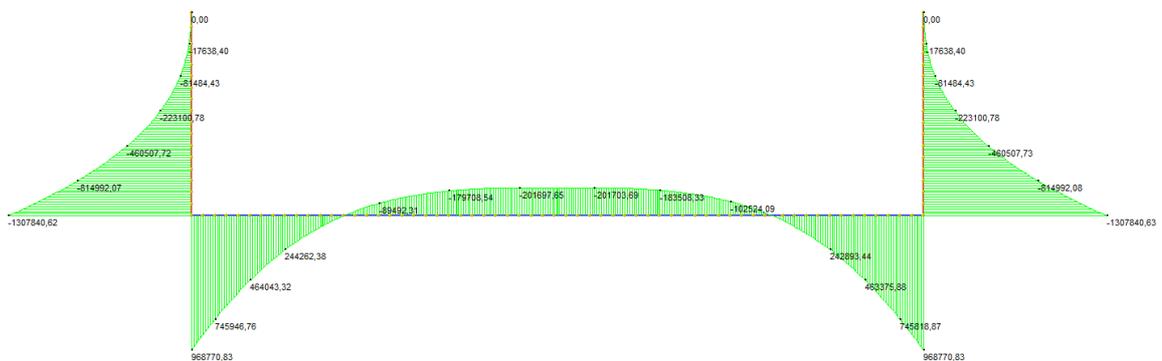


Figura 17 – Canale 1200 x 300 - Involuppo SLU min

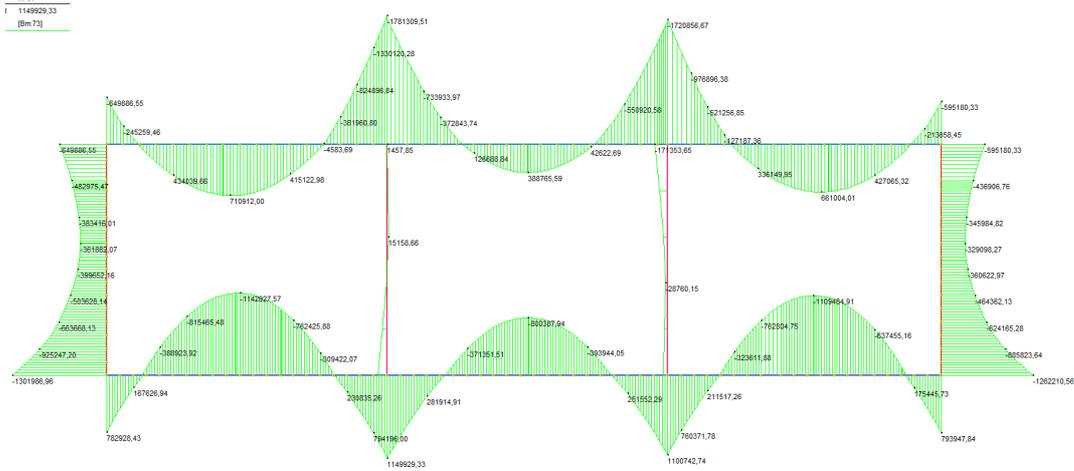


Figura 18 – Tombino 1200 x 300 - Involuppo SLU min

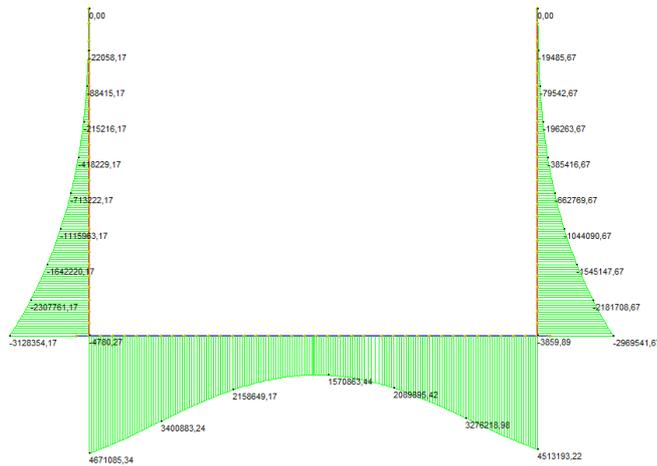


Figura 19 – Canale 700 x 500 - Involuppo SLV max

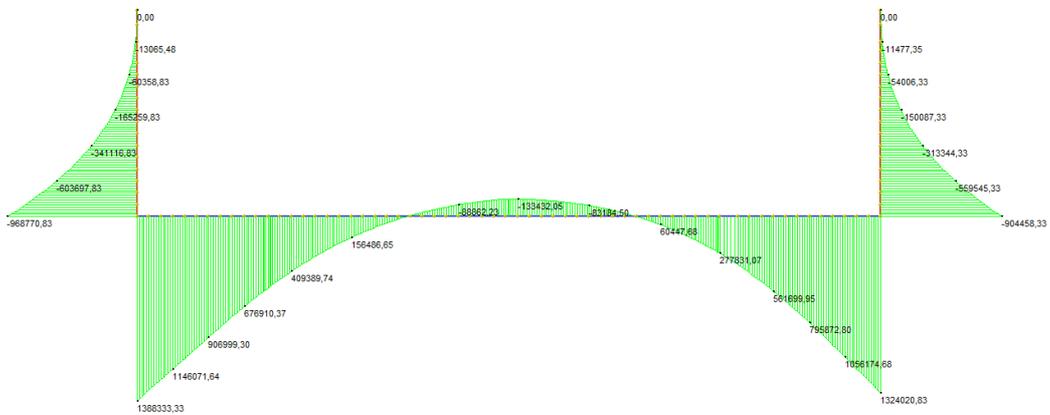


Figura 20 – Canale 1200 x 300 - Involuppo SLV max

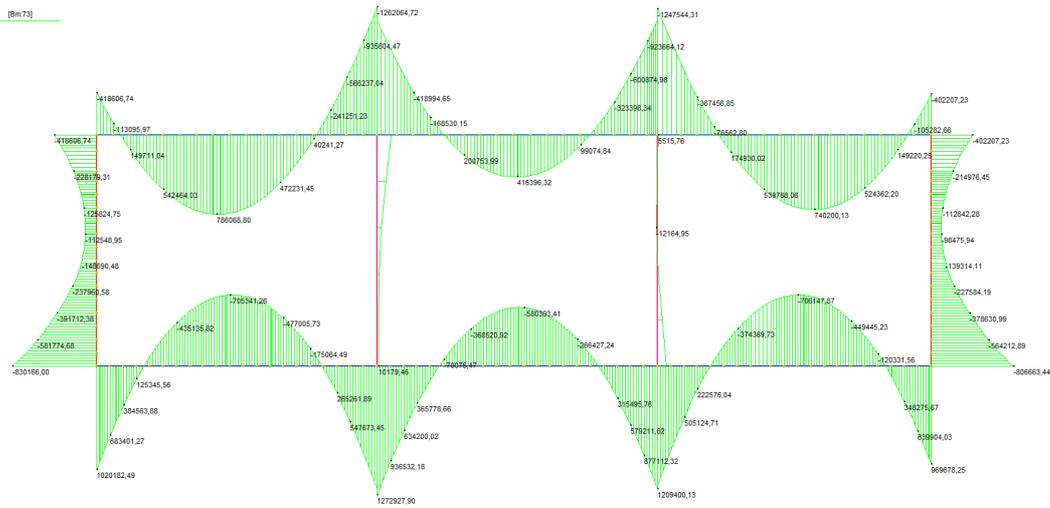


Figura 21 - Tombino 1200 x 300 - Inviluppo SLV max

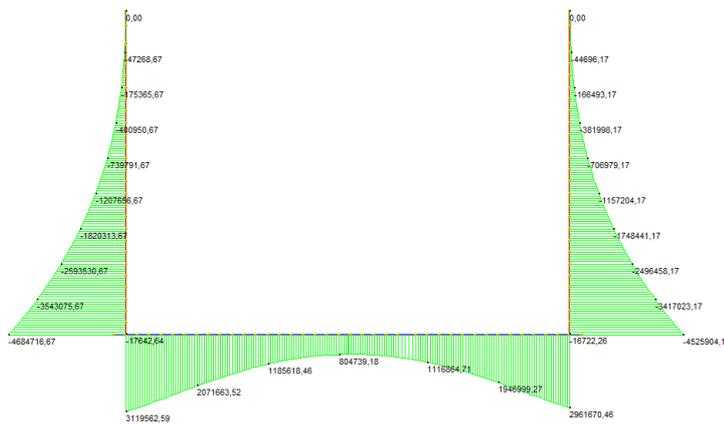


Figura 22 -- Canale 700 x500 - Inviluppo SLV min

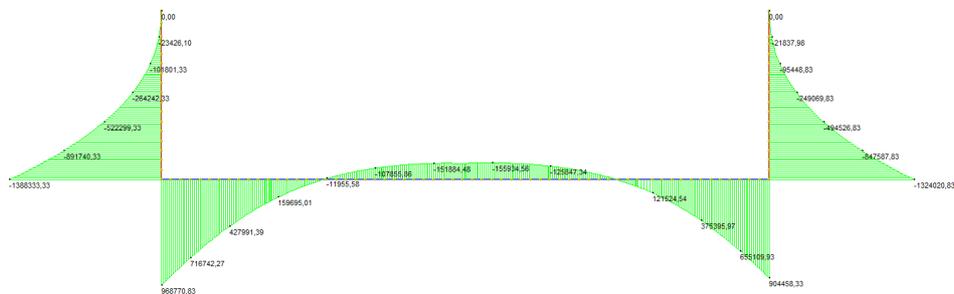


Figura 23 - Canale 1200 x 300 - Inviluppo SLV min

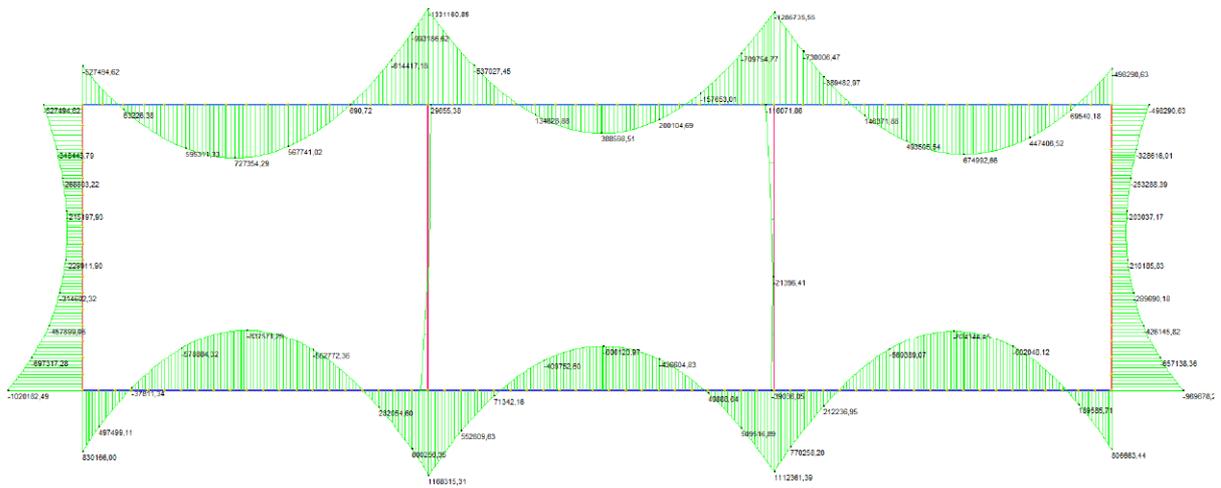


Figura 24 - Tombino 1200 x 300 - Involupto SLV min

### 11.1.2 Is Corrias - Involupto taglio SLU/SLV

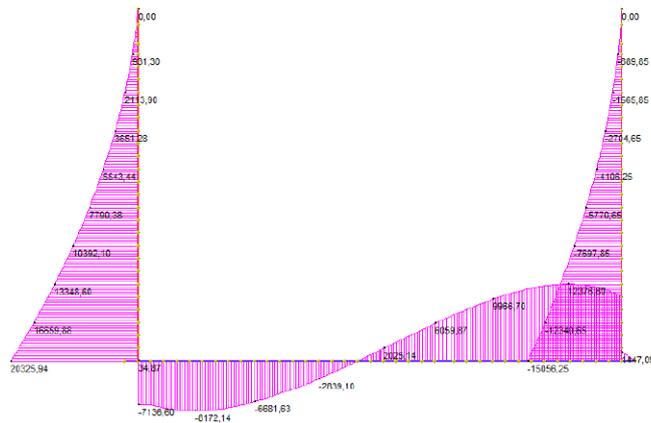


Figura 25 - Canale 700 x 500 - Involupto SLU max

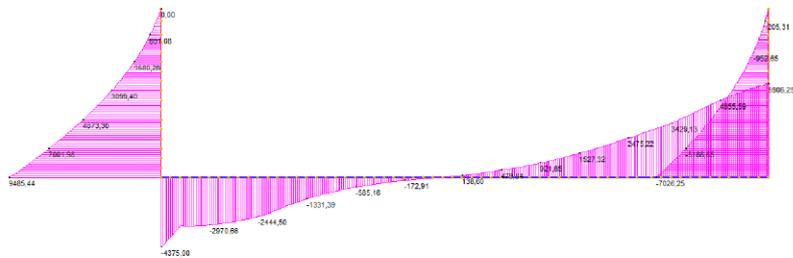


Figura 26 - Canale 1200 x 300 - Involupto SLU max

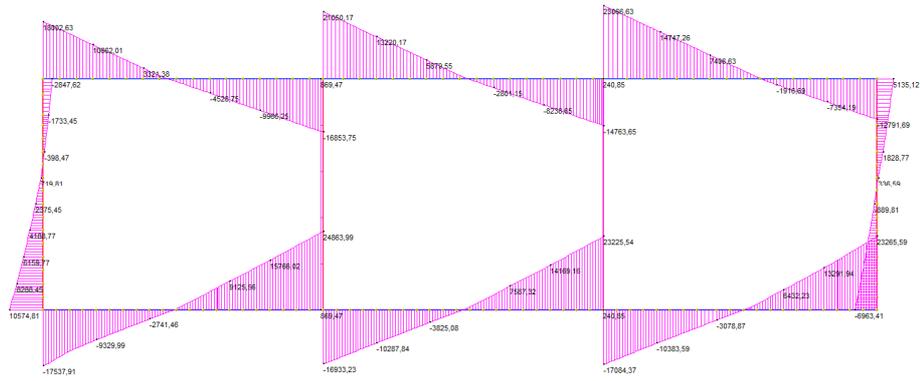


Figura 27 - Tombino 1200 x 300 - Involupto SLU max

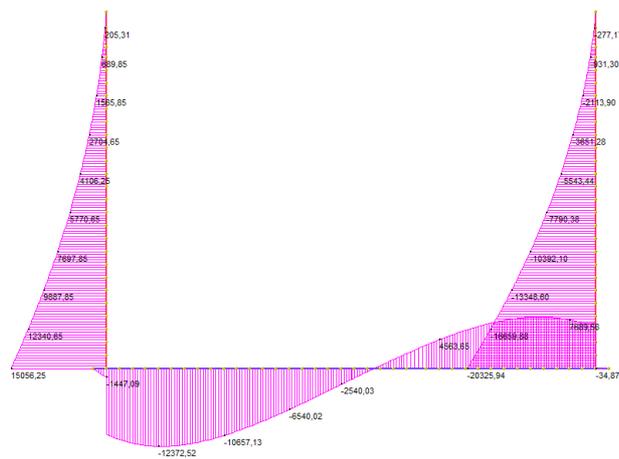


Figura 28 – Canale 700 x500 - Involupto SLU min

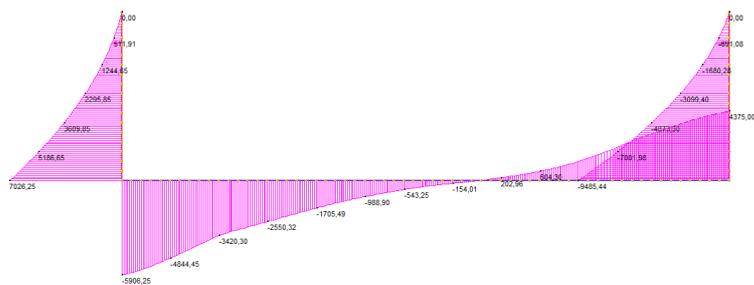


Figura 29 – Canale 1200 x 300 - Involupto SLU min

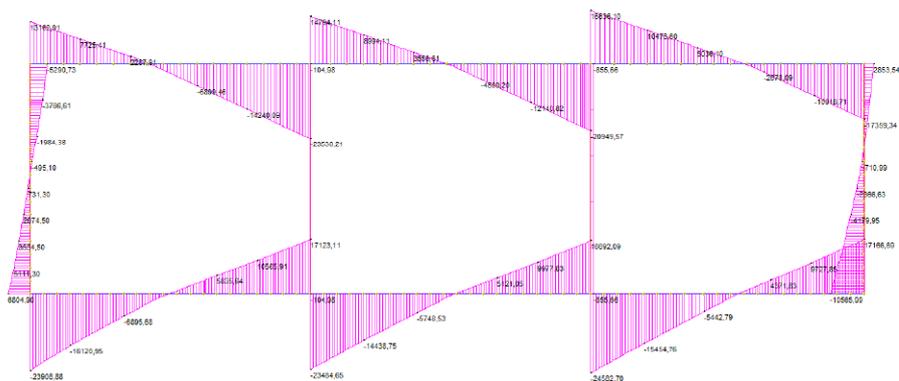


Figura 30 – Tombino 1200 x 300 - Inviluppo SLU min

### 11.1.3 Is Corrias - Inviluppo condizione RARA momento flettente

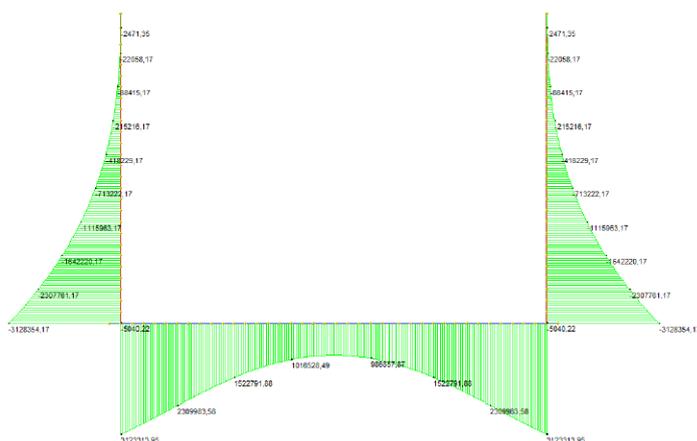


Figura 31 – Canale 700 x500 - Inviluppo RARA max

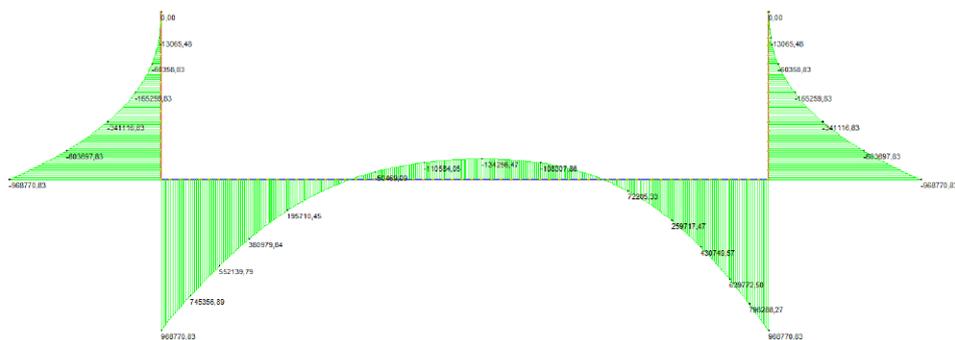


Figura 32 – Canale 1200 x 300 - Inviluppo RARA max

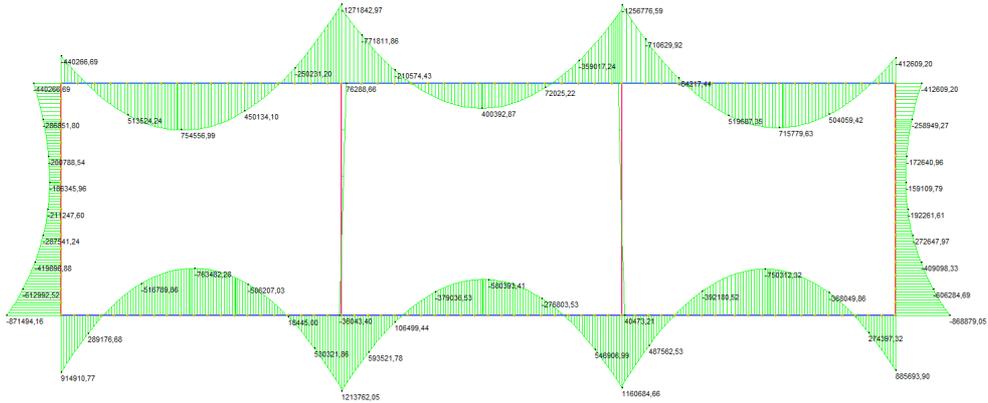


Figura 33 – Tombino 1200 x 300 - Inviluppo RARA max

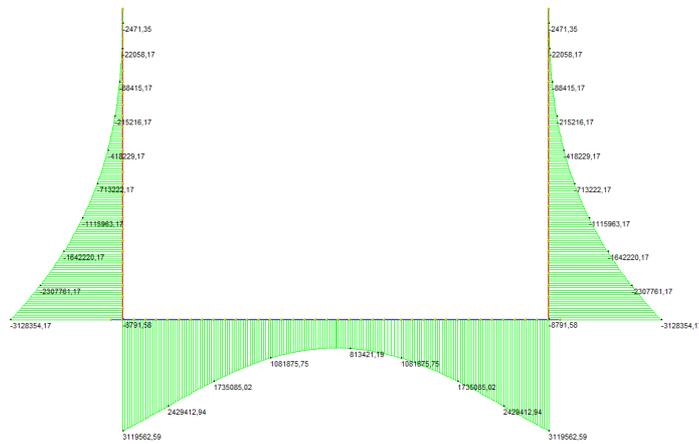


Figura 34 – Canale 700 x500 - Inviluppo RARA min

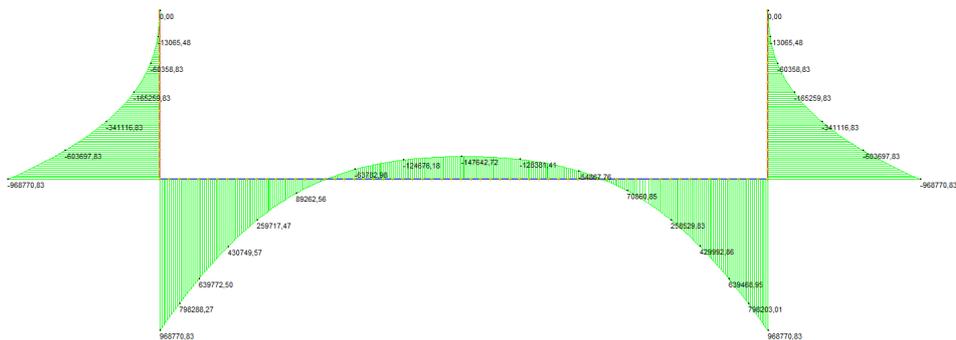


Figura 35 – Canale 1200 x500 - Inviluppo RARA min

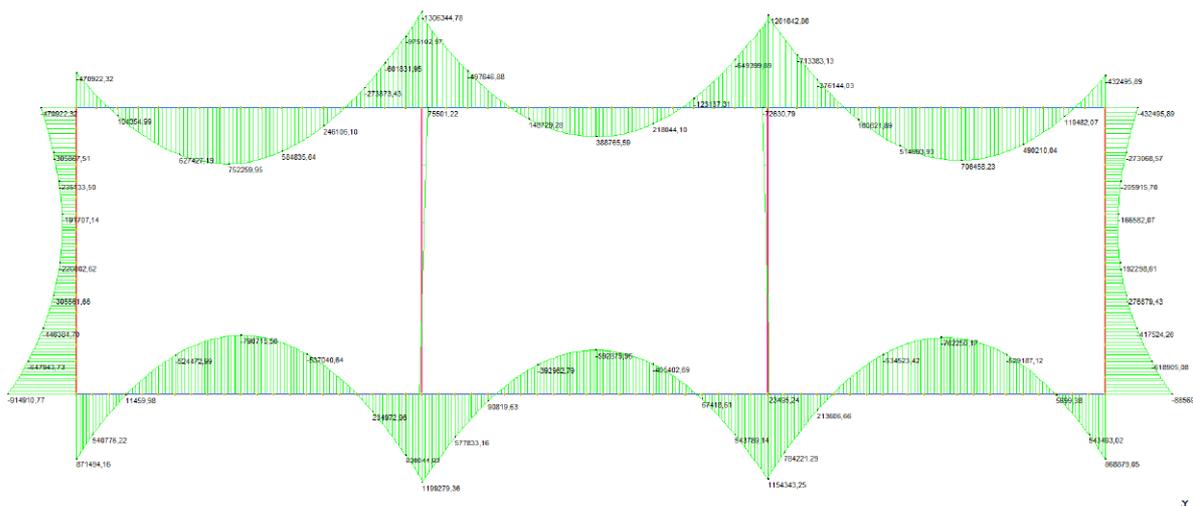


Figura 36 – Tombino 1200 x 300 - Involuppo RARA min

### 11.1.4 Rio Mortu - Involuppo SLU/SLV momento flettente

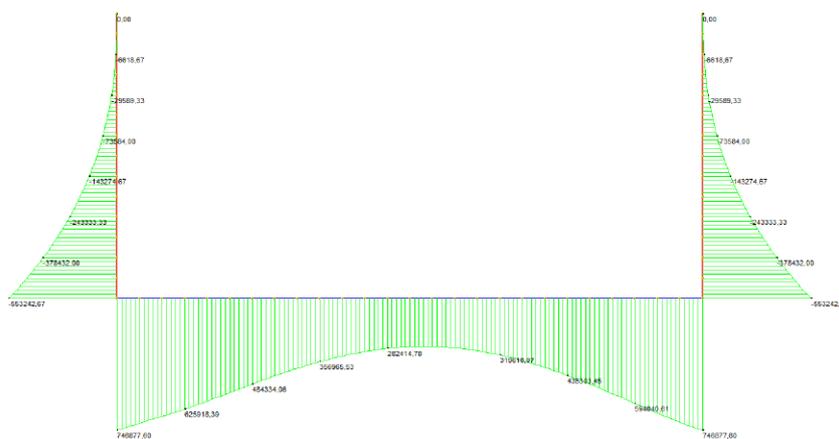


Figura 37 – Canale 500 x 250 - Involuppo SLU max

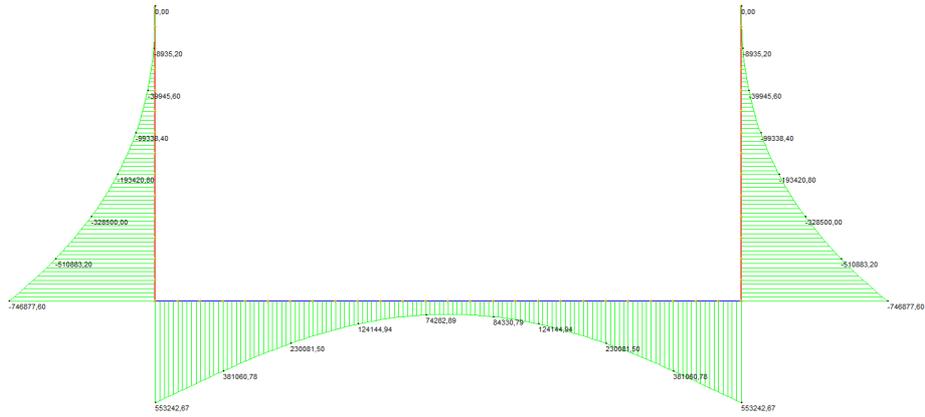


Figura 38 – Canale 500 x 250 - Inviluppo SLU min

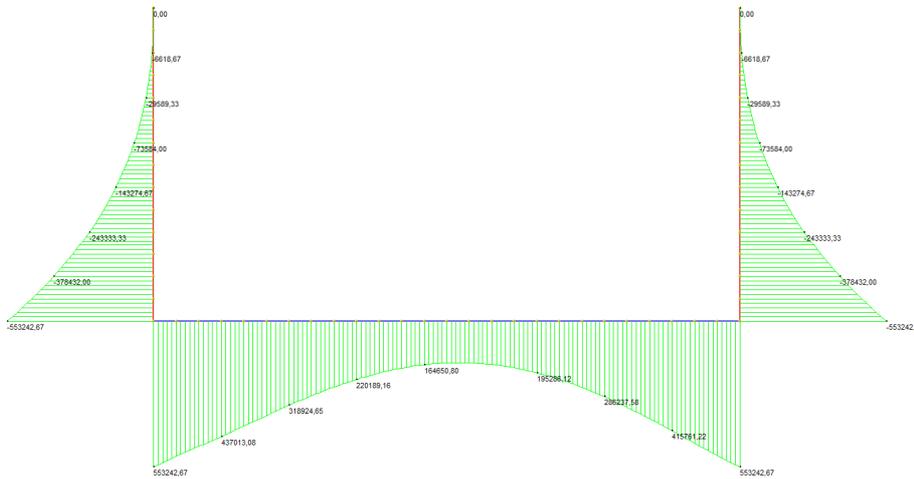


Figura 39 – Canale 500 x 250 - Inviluppo SLV max

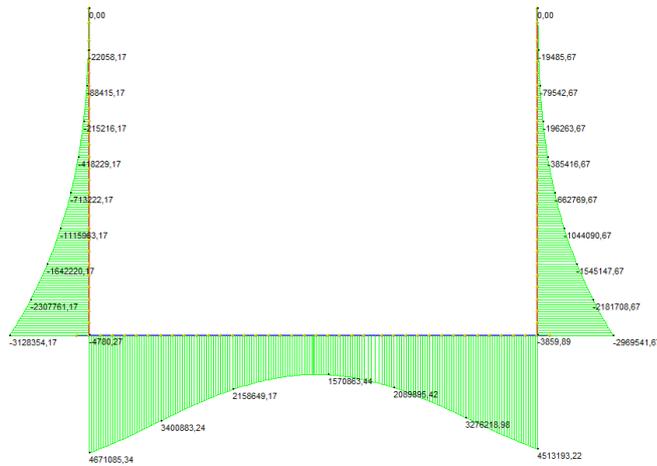


Figura 40 – Canale 500 x 250 - Inviluppo SLV min

### 11.1.5 Rio Mortu - Inviluppo taglio SLU/SLV

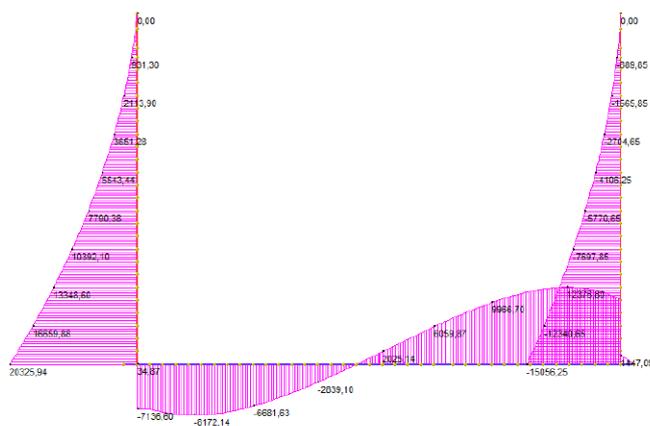


Figura 41 – Canale 500 x 250 - Inviluppo SLU max

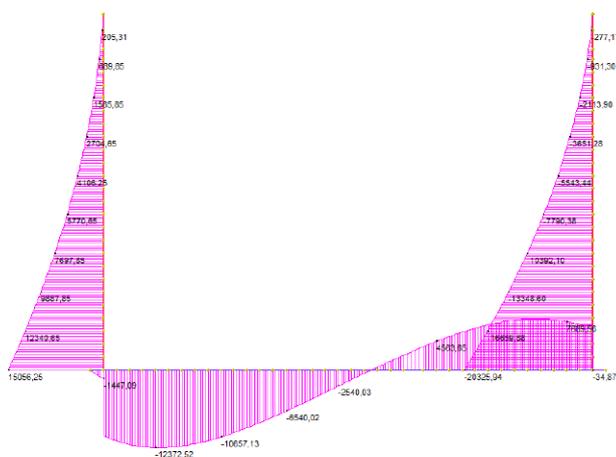


Figura 42 – Canale 500 x 250 - Inviluppo SLU min

### 11.1.6 Rio Mortu - Inviluppo condizione RARA momento flettente

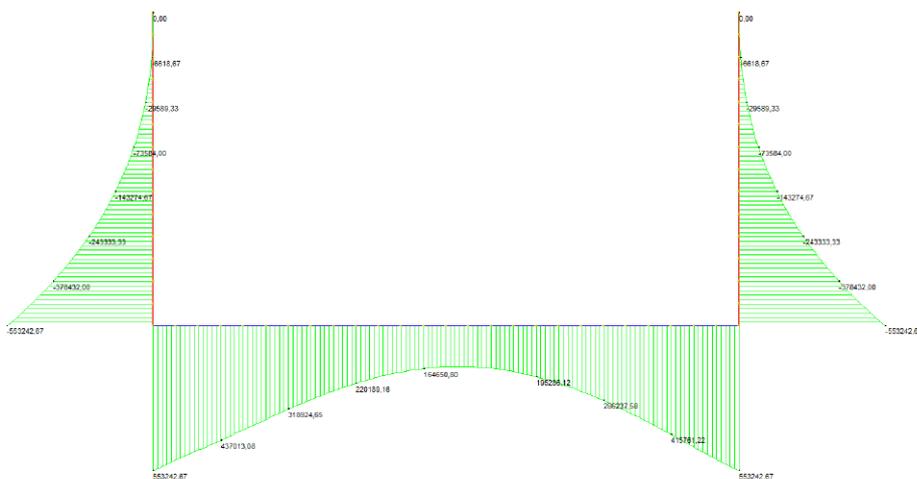


Figura 43 – Canale 500 x 250 - Inviluppo RARA max

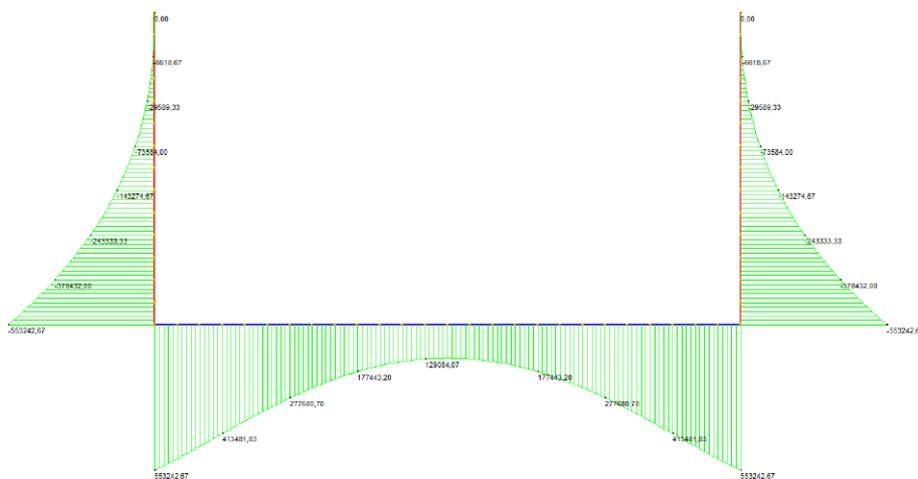


Figura 44 – Canale 500 x 250 - Inviluppo RARA min

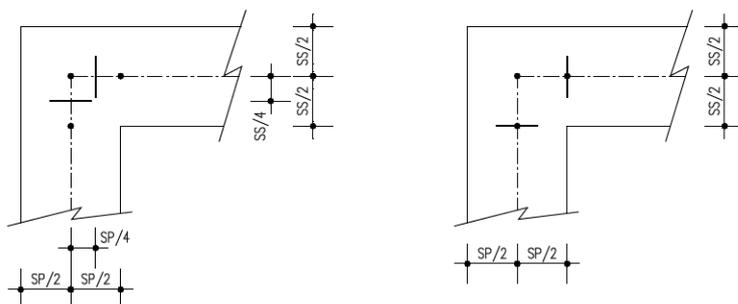
## 12 VERIFICHE DI RESISTENZA ED IN ESERCIZIO

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per le aste più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Le verifiche a flessione sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

**Verifica di formazione delle fessure:** la verifica si esegue per la sezione interamente reagente e per le sollecitazioni di esercizio si determina la massima trazione nel calcestruzzo  $\sigma_{ct}$ , confrontandola con la resistenza caratteristica a trazione per flessione  $f_{ctk}$ : se risulta  $\sigma_{ct} < f_{ctk}$  la verifica è soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

**Verifica di apertura delle fessure:** l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alle Combinazioni FR o QP della normativa vigente sui ponti stradali“.

La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente ordinario ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_3 = 0.40 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

Nel caso di strutture in ambiente aggressivo ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_2 = 0.30 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_1 = 0.20 \text{ mm}$$

Nel caso di strutture in ambiente molto aggressivo ed armature poco sensibili:

1) combinazione di carico Frequente:

$$w_k \leq w_l = 0.20 \text{ mm}$$

2) combinazione di carico quasi permanente:

$$w_k \leq w_l = 0.20 \text{ mm}$$

Verifica delle tensioni di esercizio: si eseguono per la condizione di carico Quasi Permanente e Rara, verificando rispettivamente che le tensioni di lavoro siano inferiori ai seguenti limiti:

per la condizione QP si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ ;

per la condizione rara si verifica che le massime tensioni presenti nel calcestruzzo siano inferiori a  $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ , mentre quelle dell'acciaio  $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$

### 12.1.1 Is Corrias

Vengono di seguito verificate le strutture costituenti il canale, fondazione, elevazione (piedritto) e, se presente, soletta di copertura. Come anticipato nell'analisi dei carichi poiché tutti gli spessori di questi elementi strutturali è possibile raffrontare le diverse tipologie di canale e tombino valutando le sollecitazioni maggiori e verificando solo quelle.

Inoltre anche a livello di diversi elementi strutturali è possibile valutare la sollecitazione maggiore senza necessariamente differenziare tra i medesimi

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 50 \text{ cm}$$

$$C_{op} = 45 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ tesa} = \phi 20/10$$

$$A_s \text{ compressa} = \phi 14/20$$

#### **Verifiche SLU/SLV:**

$$M = 383.00 \text{ kNm}$$

$$N = -66.25 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.30$$

$$M = 413.43 \text{ kNm}$$

$$N = -63.75 \text{ kN}$$

$$c.s. = 1.20$$

#### **Verifiche combinazione RARA:**

$$M = 283.66 \text{ kNm}$$

$$N = -63.75 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 7.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 202.0 \text{ Mpa}$$

$$w_k = 0.19$$

## Verifiche SLU/SLV taglio:

### Soletta superiore:

Si adottano  $\phi 10/40 \times 40$

verifica a taglio						
<b>- caratteristiche meccaniche</b>						
<i>calcestruzzo</i>						
	classe			<b>C 28/35</b>		
	resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm <sup>2</sup> ]		
	resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm <sup>2</sup> ]		fck0.83*Rck
	coefficiente	$\gamma_c$	1,50			
	resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm <sup>2</sup> ]		fcd=0.85*fck/ $\gamma_c$
<i>acciaio</i>						
	tipo			<b>B 450 C</b>		
	resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm <sup>2</sup> ]		
	coefficiente	$\gamma_s$	1,15			
	resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm <sup>2</sup> ]		fyd=fyk/ $\gamma_s$
<b>- caratteristiche geometriche</b>						
<i>calcestruzzo</i>						
	larghezza della sezione	bw	100	[cm]		
	altezza della sezione	h	50	[cm]		
	copriferro	c	5	[cm]		
	altezza utile	d	44	[cm]		d=h-c- $\phi/2$
<i>acciaio</i>						
	numero barre	n1	10			
1	diametro	$\phi 1$	20	[mm]		
	area di una barra	As1,i	3,14	[cm <sup>2</sup> ]		
	area totale	As1	31,40	[cm <sup>2</sup> ]		As1=n1*As1,i
2	numero barre	n2	?			
	diametro	$\phi 2$	?	[mm]		
	area di una barra	As2,i	0,00	[cm <sup>2</sup> ]		
	area totale	As2	0,00	[cm <sup>2</sup> ]		As2=n2*As2,i
	area totale barre longitudinali	As	31,40	[cm <sup>2</sup> ]		As=As1+As2
<b>- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio</b>						
$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d > (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$						
	coefficiente	k	1,674			k=1+(200/d) <sup>1/2</sup>
	rapporto geometrico d'armatura	$\rho$	0,007	< 0.02		$\rho = As / (b_w \cdot d)$
	azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]		
	area calcestruzzo	Ac	4400	[cm <sup>2</sup> ]		Ac=bw*d
	tensione agente nel cls dovuta a precompressione	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]	< 0.2 fcd	$\sigma_{cp} = N_p / Ac$
		v min	0,401	[N/mm <sup>2</sup> ]		v min=0.035*k <sup>3/2</sup> *fck <sup>1/2</sup>
	$(0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot 1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	<b>V Rd</b>	<b>239,9</b>	<b>[kN]</b>		<b>ok: V Rd &gt; V' Rd</b>
	$(v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	<b>V' Rd</b>	<b>176,5</b>	<b>[kN]</b>		
	taglio agente	<b>V Sd</b>	<b>196,0</b>	<b>[kN]</b>		
<b>ok: Vrd &gt; Vsd</b>						

### 12.1.2 Rio Mortu – Lussoriu - Fine Lotto

Vengono di seguito verificate le strutture costituenti il canale, fondazione, elevazione (piedritto) e, se presente, soletta di copertura. Come anticipato nell'analisi dei carichi poiché tutti gli spessori di questi elementi strutturali è possibile raffrontare le diverse tipologie di canale e tombino valutando le sollecitazioni maggiori e verificando solo quelle.

Inoltre anche a livello di diversi elementi strutturali è possibile valutare la sollecitazione maggiore senza necessariamente differenziare tra i medesimi.

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 30 \text{ cm}$$

$$C_{op} = 45 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ tesa} = \phi 12/10$$

$$A_s \text{ compressa} = \phi 12/20$$

#### **Verifiche SLU/SLV:**

$$M = 62.18 \text{ kNm}$$

$$c.s. = 1.60$$

$$M = 54.0 \text{ kNm}$$

$$c.s. = 1.41$$

#### **Verifiche combinazione RARA:**

$$M = 46.06 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 5.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 180.0 \text{ Mpa}$$

$$w_k = 0.15$$

### Verifiche SLU/SLV taglio:

#### Soletta superiore:

Si adottano  $\phi 10/40 \times 40$

verifica a taglio					
<b>- caratteristiche meccaniche</b>					
<i>calcestruzzo</i>					
	classe		<b>C 28/35</b>		
	resistenza caratteristica cilindrica	fck	28	[N/mm <sup>2</sup> ]	
	resistenza caratteristica cubica	Rck	35	[N/mm <sup>2</sup> ]	fck0.83*Rck
	coefficiente	$\gamma_c$	1,50		
	resistenza a compressione di progetto cls	fcd	15,87	[N/mm <sup>2</sup> ]	fcd=0.85*fck/ $\gamma_c$
<i>acciaio</i>					
	tipo		<b>B 450 C</b>		
	resistenza caratteristica a trazione	fyk	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	
	coefficiente	$\gamma_s$	1,15		
	resistenza di progetto a trazione	fyd	391,3	[N/mm <sup>2</sup> ]	fyd=fyk/ $\gamma_s$
<b>- caratteristiche geometriche</b>					
<i>calcestruzzo</i>					
	larghezza della sezione	bw	100	[cm]	
	altezza della sezione	h	30	[cm]	
	copriferro	c	4	[cm]	
	altezza utile	d	25,4	[cm]	d=h-c- $\phi$ /2
<i>acciaio</i>					
	numero barre	n1	10		
diametro 1	diametro	$\phi 1$	12	[mm]	
	area di una barra	As1,i	1,13	[cm <sup>2</sup> ]	
	area totale	As1	11,30	[cm <sup>2</sup> ]	As1=n1*As1,i
diametro 2	numero barre	n2	?		
	diametro	$\phi 2$	?	[mm]	
	area di una barra	As2,i	0,00	[cm <sup>2</sup> ]	
	area totale	As2	0,00	[cm <sup>2</sup> ]	As2=n2*As2,i
	area totale barre longitudinali	As	11,30	[cm <sup>2</sup> ]	As=As1+As2
<b>- elementi SENZA armatura trasversale resistente a taglio</b>					
$V_{Rd} = (0.18 * k * (100 * \rho * 1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d > (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$					
	coefficiente	k	1,887		k=1+(200/d) <sup>1/2</sup>
	rapporto geometrico d'armatura	$\rho 1$	0,004	< 0.02	$\rho 1 = A_s / (b_w * d)$
	azione assiale (> 0 se di compressione)	Np	0	[kN]	
	area calcestruzzo	Ac	2540	[cm <sup>2</sup> ]	Ac=bw*d
	tensione agente nel cls dovuta a precompressione	$\sigma_{cp}$	0,000	[N/mm <sup>2</sup> ]	< 0.2 fcd $\sigma_{cp} = N_p / A_c$
		v min	0,480	[N/mm <sup>2</sup> ]	v min=0.035*k <sup>3/2</sup> *fck <sup>1/2</sup>
	$(0.18 * k * (100 * \rho * 1 * f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$	<b>V Rd</b>	<b>133,4</b>	<b>[kN]</b>	<b>ok: V Rd &gt; V' Rd</b>
	$(v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$	<b>V' Rd</b>	<b>122,0</b>	<b>[kN]</b>	
	taglio agente	<b>V Sd</b>	<b>64,0</b>	<b>[kN]</b>	
<b>ok: Vrd &gt; Vsd</b>					