

CASSA DI ESPANSIONE DEL TORRENTE BAGANZA NEI COMUNI DI FELINO, SALA BAGANZA, COLLECCHIO E PARMA (PR-E-1047)

PROGETTO DEFINITIVO

C	02/2018	Emissione a seguito dei rilievi del servizio di verifica (art. 26 D.Lgs. 50/2016)	PM	CM	DC
B	06/2017	Emissione nell'ambito dell'istruttoria VIA - RER e MIT - DGD	CM	CM	DC
A	10/2016	Prima emissione	CM	CM	DC
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.

STRUTTURE E IMPIANTI CALCOLI DELLE STRUTTURE

IL RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI:

MANDATARIA
PROGETTAZIONE GENERALE ED IDRAULICA

MAJONE&PARTNERS
ENGINEERING

Prof. Ing. Ugo Majone
Dott. Ing. Denis Cerlini
Dott. Ing. Marco Belicchi
Dott. Ing. Nicola Pessarelli
Dott. Ing. Michele Ferrari
Dott. Ing. Gaetano Di Franca

MANDANTE
STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

AMBITER S.r.l.
società di ingegneria ambientale

Dott. Geol. Giorgio Neri
Dott. Amb. Gabriele Virgili
Dott. Amb. Alessio Ravera
Dott. Amb. Ecol. Adelia Sabatino
Dott. Nat. Silvia Del Fiore
Dott. Arch. Daniela Pisciotto
Dott. Leg. Rossana Valentini

MANDANTE
ASPETTI GEOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

EG
ENGINEERING GEOLOGY

Prof. Geol. Giovanni Paolo Beretta
Dott. Geol. Maurizio Nespoli
Dott. Geol. Monica Avanzini
Dott. Geol. Anna Cantoni
Dott. Marta Maiocchi

MANDANTE
ANALISI DELL'ASTA FLUVIALE

Studio Prof. Ing.
Alberto Bizzarri

Prof. Ing. Alberto Bizzarri

MANDANTE
ASPETTI STRUTTURALI

Ing. Claudio Marcello S.r.l.
Dott. Ing. Carlo Claudio Marcello

MANDANTE
ASPETTI GEOTECNICI

colleselli & p.
INGEGNERIA GEOTECNICA
Prof. Ing. Francesco Colleselli

PER IL R.T.P.:

Dott. Ing. Denis Cerlini

(documento firmato digitalmente)

IL R.U.P.:

Dott. Ing. Mirella Vergnani

(documento firmato digitalmente)

CONSULENTI:

MODELLAZIONE FISICA E NUMERICA

DICATeA - Università degli studi di Parma
(Prof. Ing. Paolo Mignosa)

ASPETTI ARCHEOLOGICI

AR/S Archeosistemi società Cooperativa
(Archeologa Lorenza Bronzoni)

CODICE ELABORATO:

B A G 2 0 4 S T I R R E 0 2 C

ID (1)

CAP. (2)

TIPO (3)

DOC. (4)

PROGR. (5-6) REV. (7)

SCALA

OTTOBRE
2016

IL RESPONSABILE DELL'ATTIVITÀ SPECIALISTICA:

Dott. Ing. Carlo Claudio Marcello

(documento firmato digitalmente)

INDICE

1. PREMESSA.....	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
3.1 CALCESTRUZZI	9
3.2 ACCIAIO IN BARRE PER CALCESTRUZZO ARMATO	10
3.3 TREFOLI IN ACCIAIO ARMONICO	11
3.4 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE	11
3.5 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE.....	11
4. MANUFATTI DI REGOLAZIONE IN CALCESTRUZZO	13
4.1 CRITERI GENERALI PER IL CALCOLO DEI MANUFATTI 'A' E 'B'	13
4.1.1 <i>Caratteristiche dei manufatti ed ipotesi di calcolo</i>	13
4.1.2 <i>Criteri generali per la determinazione delle azioni</i>	14
4.1.3 <i>Situazioni progettuali e combinazioni di carico</i>	15
4.2 MANUFATTO 'A' – CONCI CON LUCE SOTTO BATTENTE	17
4.2.1 <i>Geometria dell'opera</i>	17
4.2.2 <i>Verifiche lungo la superficie di fondazione</i>	20
4.2.2.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico	20
4.2.2.2. Verifiche nei confronti dello slu di scorrimento.....	22
4.2.2.3. Verifiche delle tensioni	22
4.2.3 <i>Verifiche all'interno del corpo diga</i>	23
4.2.3.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico	23
4.2.3.2. Verifiche nei confronti dello slu di scorrimento.....	25
4.2.3.3. Verifiche delle tensioni	25
4.2.4 <i>Verifiche di stabilità al galleggiamento</i>	25
4.2.5 <i>Verifiche a serbatoio vuoto</i>	26
4.3 MANUFATTO 'A' – CONCI SFIORANTI.....	28
4.3.1 <i>Geometria dell'opera</i>	28
4.3.2 <i>Verifiche lungo la superficie di fondazione</i>	30
4.3.2.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico	30
4.3.2.2. Verifiche nei confronti dello slu di scorrimento.....	32
4.3.2.3. Verifiche delle tensioni	32
4.3.3 <i>Verifiche all'interno del corpo diga</i>	33
4.3.3.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico	33

4.3.3.2.	Verifiche nei confronti dello slu di scorrimento.....	34
4.3.3.3.	Verifiche delle tensioni	35
4.3.4	Verifiche di stabilità al galleggiamento.....	35
4.3.5	Verifiche a serbatoio vuoto.....	36
4.4	MANUFATTO 'B'	37
4.4.1	Geometria dell'opera.....	37
4.4.2	Verifiche lungo la superficie di fondazione	39
4.4.2.1.	Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico	39
4.4.2.2.	Verifiche nei confronti dello slu di scorrimento.....	42
4.4.2.3.	Verifiche delle tensioni	43
4.4.3	Verifiche all'interno del corpo diga.....	44
4.4.3.1.	Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico	44
4.4.3.2.	Verifiche nei confronti dello slu di scorrimento.....	47
4.4.3.3.	Verifiche delle tensioni	48
4.4.4	Verifiche di stabilità al galleggiamento.....	48
4.4.5	Verifiche a serbatoio vuoto.....	49
4.5	SEZIONE 'X-X' DI RACCORDO TRA I MANUFATTI 'A' E 'B'	51
4.5.1	Geometria della sezione	51
4.5.2	Casi e combinazioni di carico.....	53
4.5.3	Valori caratteristici delle azioni	53
4.5.4	Verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento.....	56
4.5.5	Verifiche a serbatoio vuoto.....	58
4.6	MANUFATTO 'C'	59
4.6.1	Geometria dell'opera.....	59
4.6.2	Criteri generali per le verifiche del manufatto 'c'	59
4.6.3	Verifica sezione 1a.....	60
4.6.3.1.	Verifica delle pareti	62
4.6.3.2.	Verifica al sollevamento.....	67
4.6.4	Verifica sezione 2.....	68
4.6.4.1.	Verifica delle pareti	69
4.6.4.2.	Verifica al sollevamento.....	74
4.6.5	Verifica sezione 4.....	76
4.6.5.1.	Verifica delle pareti	77
4.6.5.2.	Verifica al sollevamento.....	82
4.6.6	Verifica sezione 5.....	84
4.6.6.1.	Verifica delle pareti	86
4.6.6.2.	Verifica al sollevamento.....	90

4.6.7	Verifica sezione intermedia tra s6 e s7	92
4.6.7.1.	Verifica delle pareti	93
4.6.7.2.	Verifica al sollevamento	97
5.	PONTI A CORONAMENTO	99
5.1	CARATTERISTICHE DEI PONTI ED IPOTESI DI CALCOLO	99
5.2	CRITERI DI VERIFICA	99
5.3	ANALISI DELLE AZIONI ELEMENTARI	100
5.4	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	100
5.5	COMBINAZIONI DI CARICO	101
5.5.1	Combinazioni per la verifica dell'impalcato	101
5.5.2	Combinazioni per la verifica delle pile	102
5.6	VERIFICA LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO MANUFATTI 'A' E 'B'	102
5.6.1	Analisi dei carichi	104
5.6.2	Verifica delle tensioni in condizioni di esercizio	105
5.6.2.1.	Fase di tesatura	105
5.6.2.2.	Fase di getto della soletta	106
5.6.2.3.	Fase finale combinazione rara	107
5.6.2.4.	Fase finale quasi permanente	108
5.6.3	Verifica allo slu della sezione di mezzeria per pressoflessione	109
5.6.4	Verifiche a taglio	112
5.6.5	Verifica a fessurazione	113
5.6.6	Verifica allo stato limite di deformazione in mezzeria	113
5.7	VERIFICA DELLA SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO MANUFATTI 'A' E 'B'	114
5.8	VERIFICA LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO MANUFATTO 'C'	116
5.8.1	Analisi dei carichi	117
5.8.2	Verifica delle tensioni in condizioni di esercizio	118
5.8.2.1.	Fase di tesatura	118
5.8.2.2.	Fase di getto della soletta	119
5.8.2.3.	Fase finale combinazione rara	120
5.8.2.4.	Fase finale quasi permanente	121
5.8.3	Verifica allo slu della sezione di mezzeria per pressoflessione	122
5.8.4	Verifiche a taglio	125
5.8.5	Verifica a fessurazione	126
5.8.6	Verifica allo stato limite di deformazione in mezzeria	126
5.9	VERIFICA DELLA SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO MANUFATTO 'C'	127
5.10	VERIFICA DELLE PILE	129

5.10.1	<i>Pila manufatto 'a'</i>	129
5.10.1.1.	Sollecitazioni caratteristiche per carichi permanenti e per carichi mobili	130
5.10.1.2.	Sollecitazioni caratteristiche per sisma	132
5.10.1.3.	Combinazioni di carico allo slu e verifica della sezione a quota 144,90 m s.m.	133
5.10.2	<i>Pila manufatto 'B'</i>	137
5.10.2.1.	Sollecitazioni caratteristiche per carichi permanenti e per carichi mobili	137
5.10.2.2.	Sollecitazioni caratteristiche per sisma	139
5.10.2.3.	Combinazioni di carico allo slu e verifica della sezione a quota 143,00 m s.m.	140
5.11	APPOGGI, BAGGIOLI E GIUNTI STRUTTURALI	144
6.	INCIDENZA DELL'ACCIAIO DI ARMATURA	145

1. PREMESSA

Con Det. n°749 del 13.07.2016, L'AIPO - Agenzia interregionale per il fiume Po, ha reso efficace l'aggiudicazione della progettazione definitiva relativa ai Lavori di realizzazione della Cassa di espansione del torrente Baganza nei comuni di Felino, Sala Baganza, Collecchio e Parma (PR-E-1047) allo scrivente R.T.P. Majone & Partners S.r.l. – Ambiter S.r.l. – Studio Prof. Ing. Alberto Bizzarri – Studio Colleselli & Partners – EG Engineering Geology di G.P. Beretta e Associati – Ing. Claudio Marcello S.r.l. (di seguito RTP).

Il progetto preliminare (marzo 2015), trasmesso dall'AIPO a Regione e Autorità di Bacino del fiume Po, è stato validato ed inserito da questi ultimi, nel luglio 2015, tra le istanze di finanziamento per interventi di mitigazione del rischio idrogeologico proposte dalla Regione Emilia-Romagna, mediante la validazione delle schede istruttorie inserite nella piattaforma telematica ReNDIS-web, dando atto che l'intervento è coerente con gli atti di pianificazione territoriale e tra gli interventi prioritariamente individuati attraverso gli strumenti di analisi del rischio.

Con decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri in data 15 settembre 2015 è stato approvato il Piano stralcio per le aree metropolitane e le aree urbane con alto livello di popolazione esposta al rischio di alluvioni, nel quale l'intervento in questione è stato inserito in tabella D¹ allegata all'atto, con la previsione di un finanziamento di 55.000.000,00 Euro, come da previsione del progetto preliminare.

Al fine di individuare, nei tempi ristretti assegnati per la progettazione, soluzioni condivise che perseguissero obiettivi a scala sovracomunale (di bacino) nel rispetto delle esigenze locali, è stato avviato un percorso progettuale in grado di definire le migliori opzioni d'intervento attraverso una progettazione integrata e multidisciplinare, che analizzasse ex ante in modo coordinato le esigenze tecniche, le esigenze territoriali e le esigenze ambientali e che consentisse un confronto costruttivo con le Amministrazioni coinvolte e con i portatori di interesse e più in generale con la cittadinanza attiva.

Tale percorso di partecipazione con i diversi stakeholder, avviato da AIPO nell'autunno 2015 e conclusosi nel novembre dello stesso anno, ha così permesso d'individuare gli elementi migliorativi da utilizzare nello sviluppo della progettazione definitiva della Cassa d'espansione sul Torrente Baganza. In particolare, è emersa da diversi soggetti la necessità di sviluppare la progettazione della cassa di laminazione con una visione complessiva di bacino Parma-Baganza che permettesse, oltre alla realizzazione dell'invaso, l'individuazione delle azioni complementari da attuare lungo le aste di Parma e Baganza al fine della riduzione e mitigazione del rischio residuale.

Nel presente progetto definitivo è pertanto contenuta, oltre al progetto dell'opera in senso stretto, anche una prima complessiva risposta alle suddette richieste, mediante un'analisi idraulica e geomorfologica a livello d'asta fluviale

¹ Nella tabella D sono indicati gli interventi di mitigazione del rischio alluvionale che presentano un livello di progettazione preliminare e per i quali è necessario raggiungere tempestivamente un livello di progettazione definitivo od esecutivo al fine di consentire l'utilizzo immediato delle risorse che si renderanno disponibili

nel tratto di Torrente Baganza compreso tra Calestano e la confluenza con il T. Parma, ed una diagnosi sulle arginature esistenti, eseguita per tratti omogenei, nel tratto d'alveo del T. Parma a valle della città sino alla confluenza con il Fiume Po.

Il presente progetto definitivo è stato predisposto in conformità con l'art. 23 c.7 del D.Lgs 50/2016 nonché, in applicazione dell'art. 216, c.4 dello stesso, con gli artt.24÷32 del D.P.R. 207/2010 e s.m.i., ed individua compiutamente i lavori da realizzare nel rispetto dei criteri, dei vincoli, degli indirizzi e delle indicazioni stabiliti dalla stazione appaltante nell'ambito del progetto preliminare e delle successive fasi di partecipazione sopra accennate e nel rispetto, laddove possibile e/o pertinente, delle "Linee guida per le attività di programmazione e progettazione degli interventi per il contrasto del rischio idrogeologico (versione 2.0 del settembre 2016 - #italiasicura)".

La presente Relazione "Calcoli delle strutture" (art. 29 del D.P.R. 207/2010) si articola nello specifico nei seguenti capitoli:

- Normativa di riferimento (Capitolo 2);
- Caratteristiche di materiali (Capitolo 3);
- Manufatti di regolazione in calcestruzzo (Capitolo 4);
- Ponti a coronamento (Capitolo 5).

I manufatti di regolazione denominati 'A' e 'B' sono sbarramenti in calcestruzzo a gravità ordinaria, ad andamento planimetrico rettilineo, sezione pressoché triangolare, suddivisi in conci da giunti verticali permanenti. Il Manufatto A è costituito da due conci-tipo: uno interamente sfiorante e l'altro, sempre sfiorante, in cui è ricavata la luce di scarico sotto battente governata da una paratoia a settore. Nel seguito si verificano questi due conci-tipo. Le verifiche del Manufatto B per la sua sezione-tipo, interamente sfiorante.

Il Manufatto 'C' è uno sfioratore con pianta rettangolare; si tratta essenzialmente di un canale che attraversa l'argine in terra e si spinge all'interno dall'invaso della cassa di valle; viene alimentato dallo sfioro presente su tre lati. Per tutte le sezioni trasversali significative del manufatto 'C', nel seguito vengono condotte le verifiche di resistenza delle parti più sollecitate e le verifiche di stabilità globale al sollevamento.

Il funzionamento idraulico della cassa di espansione prevede che gli invasi creati dai manufatti siano sempre vuoti in esercizio: il loro riempimento, totale o parziale, avviene solo in condizioni di piena. I livelli idrici a monte ed a valle degli sbarramenti sono desunti dallo studio idraulico del funzionamento della cassa di espansione.

Sopra le soglie sfioranti dei manufatti 'A' e 'B' e trasversalmente al manufatto 'C' corrono ponti carrabili, i cui impalcati sono realizzati con cinque travi prefabbricate in c.a.p. semplicemente appoggiate e da una soletta collaborante gettata in opera. Le sezioni trasversali degli impalcati sui tre manufatti sono identiche e presentano una larghezza complessiva di 6,70 m e carreggiata di 6,00 m. La luce tra gli appoggi delle campate costituenti il ponte sui manufatti 'A' e 'B' è variabile fino ad un massimo di 25 m; quella del manufatto 'C' è di 32 m. Quindi nel

seguito si verificano i due impalcati con lunghezza di 25 m (valido per il ponte sui manufatti 'A' e 'B') e di 32 m (valido per il manufatto 'C').

Le pile su cui poggiano le travi degli impalcati sui manufatti 'A' e 'B' sono in c.a. gettato in opera, e sono incastrate al corpo diga. Hanno una sezione rettangolare di 1 m di spessore e circa 4 m di lunghezza, con estremità arrotondate. Le verifiche riguardano sia le pile che poggiano sul Manufatto A che quelle sul Manufatto B, essendo queste ultime più alte. Le travi dell'impalcato sul manufatto 'C' poggiano sui muri laterali del manufatto.

I ponti sono calcolati e classificati come di 2^a Categoria secondo il D.M. 14.01.2008.

Le opere oggetto della presente relazione sono progettate considerando una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso IV.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche strutturali sono state eseguite sulla base delle seguenti norme:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086;
- D. Min. II. TT. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Min. II. TT. 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- D. Min. II. TT. 26 giugno 2014 – Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta (dighe e traverse).

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZI

Calcestruzzo per getti massivi dei manufatti di regolazione 'A' e 'B'

Per la realizzazione dei getti massivi dei manufatti di regolazione A e B, la miscela deve avere le seguenti caratteristiche prestazionali:

- peso di volume di almeno $23,5 \text{ kN/m}^3$
- resistenza caratteristica a compressione, a 90 giorni di maturazione, di 25 MPa
- ridotto sviluppo del calore di idratazione
- classe di consistenza S3

Trattandosi di getti massivi, non è significativo ricondurre la miscela alle abituali classi di esposizione delle opere strutturali, che prevedono un eccessivo quantitativo di cemento. Per le verifiche che seguono si adotteranno i seguenti valori caratteristici di resistenza:

Resistenza a compressione (cubica) $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Resistenza a compressione (cilindrica) $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Resistenza a trazione media $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,21 \text{ MPa}$

Tensioni limite per le verifiche agli stati limite di esercizio (§ D.2.2.2 NTD):

combinazione caratteristica quasi permanente e per le verifiche a serbatoio pieno riferite al paramento di monte:

- compressione: $\sigma_c \leq 0,25 f_{ck} = 5 \text{ MPa}$
- trazione: $\sigma'_c \geq 0$

combinazione caratteristica rara:

- compressione: $\sigma_c \leq 0,25 f_{ck} = 5 \text{ MPa}$
- trazione: $\sigma'_c \geq 0,21 f_{ctm} = 0,46 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per strutture armate

Per la realizzazione delle pile dei ponti previsti sui manufatti 'A' e 'B' si prevede l'utilizzo di un calcestruzzo di classe C (28/35).

Per la realizzazione delle elevazioni del manufatto 'C', della soletta degli impalcati, oltre che per tutti gli altri getti strutturali di strutture in calcestruzzo armato, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C (32/40).

Tutte le verifiche delle strutture armate contenute nella presente relazione sono comunque condotte considerando un calcestruzzo di classe C (28/35), che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 15.8 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.76 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.93 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a compressione (comb. rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a compressione (comb. quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 12.60 \text{ MPa}$

Calcestruzzo per travi in c.a.p.

Per la realizzazione delle travi prefabbricate degli impalcati dei ponti sui manufatti, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C(45/55), che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	$R_{ck} = 55 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 25.5 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.79 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.65 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.76 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a compressione (comb. rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 27.00 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a compressione (comb. quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 20.25 \text{ MPa}$
Tensione all'atto della precompressione	$\sigma_c < 0.70 \cdot f_{ckj} \text{ (par. 4.1.8.1.4. N.T.C.)}$

3.2 ACCIAIO IN BARRE PER CALCESTRUZZO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Limite di snervamento	$f_y \geq 450 \text{ MPa}$
Limite di rottura	$f_t \geq 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt} \geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1.15 \leq R_m/R_e \leq 1.35$
Rapporto f_y misurato/ f_{ynom}	≤ 1.25
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$

Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ MPa}$

Tensione ammissibile in condizione

di esercizio (comb. rara) $\sigma_s = 0,80 * f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

3.3 TREFOLI IN ACCIAIO ARMONICO

Tensione caratteristica di rottura $f_{ptk} \geq 1860 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica all'1%

di deformazione totale $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$

Allungamento sotto carico massimo $A_{gt} \geq 3,5$

Fattore di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1,15$

Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{p(1)k} / \gamma_s = 1452 \text{ MPa}$

Tensione in condizione di esercizio $\sigma_t = 0,80 * f_{p(1)k} = 1336 \text{ MPa}$

Tensione iniziale all'atto di tesatura dei cavi $\sigma_t = 0,80 * f_{ptk} = 1488 \text{ MPa}$

3.4 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE

Come detto, le miscele dei calcestruzzi dei getti massivi dei manufatti 'A' e 'B' non vengono ricondotte alle abituali classi di esposizione delle opere strutturali.

Per le miscele dei getti in opera del manufatto 'C' e delle pile e degli impalcati dei ponti, oltre che per i getti strutturali in genere, 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 206-1:2016 ed UNI 11104:2016. In particolare, si adottano le seguenti classi di esposizione:

- per le strutture di fondazione del manufatto 'C': XC2
- per le strutture in elevazione del manufatto 'C': XC3 e XC4
- per gli impalcati: XF4
- per le pile: XF2

Nella tabella 4.1.IV delle N.T.C. sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura: l'impalcato viene classificato in condizioni ambientali molto aggressive con armatura sensibile, pertanto il limite di fessurazione è la decompressione della zona tesa per combinazione quasi permanente.

3.5 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale (c_{nom}) è somma di due contributi, il copriferro minimo (c_{min}) e la tolleranza di posizionamento (h). Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, è assunta pari a 5 mm. In definitiva, considerate le Classi di esposizione ambientale sopra indicate, si adottano i seguenti copriferri:

Travi prefabbricate

- | | |
|---|-------|
| - copriferro minimo cavi di precompressione | mm 45 |
| - copriferro minimo armatura lenta | mm 35 |

Getti in opera

- | | |
|---|-------|
| - copriferro minimo getti massivi manufatti A e B | mm 40 |
| - copriferro minimo soletta impalcato | mm 30 |
| - copriferro minimo manufatto C e pile | mm 35 |

4. MANUFATTI DI REGOLAZIONE IN CALCESTRUZZO

4.1 CRITERI GENERALI PER IL CALCOLO DEI MANUFATTI 'A' E 'B'

4.1.1 Caratteristiche dei manufatti ed ipotesi di calcolo

Vengono di seguito eseguite le verifiche di stabilità dei due manufatti di sbarramento, denominati "Manufatto A" e "Manufatto B". Si tratta di due dighe in calcestruzzo a gravità ordinaria, ad asse rettilineo, con profilo trasversale fondamentale triangolare, divise in conci da giunti permanenti.

Le dighe presentano uno schermo di impermeabilizzazione al piede di monte, realizzato in jet-grouting.

Entrambi i manufatti sono dotati di uno schermo di drenaggio nel terreno di fondazione, costituito da perforazioni di diametro di 200 mm ad interasse di 2,5 m, e da canne drenanti nel corpo diga, disposte parallelamente al paramento di monte, con diametro di 120 mm ed interasse 2,5 m; i fori e le canne drenanti fanno capo al cunicolo in fondazione; le acque drenate vengono scaricate con sollevamento meccanico valle delle dighe.

Le paratoie a settore del manufatto A rimangono aperte nel normale esercizio della cassa di espansione. Quindi, per entrambi i manufatti A e B il serbatoio è vuoto durante il normale esercizio e si riempie solo in caso di piena (situazione eccezionale, v. § C.8 D.M. 26/6/2014). Pertanto, con riferimento al § C.8 del D.M. 26/6/2014:

- allo SLU la combinazione fondamentale di esercizio normale e la combinazione sismica non sono dimensionanti né significative, essendo entrambe a serbatoio vuoto;
- allo SLE sia la combinazione sismica che quelle caratteristica rara, frequente e quasi permanente sono a serbatoio vuoto e quindi anch'esse non significative.

Pertanto, le verifiche verranno condotte considerando la combinazione delle azioni eccezionale allo SLU, sia al livello di massimo invaso, sia a livelli intermedi, simulando cioè le differenti condizioni idrauliche che potranno verificarsi in condizioni di piena.

Viene inoltre verificata la condizione sismica a serbatoio vuoto, per la quale sono riportate le verifiche a scorrimento, essendo le uniche significative in questo caso. I parametri sismici adottati nelle verifiche sono quelli all'SLC.

Le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono eseguite in corrispondenza della sezione di fondazione ed a quote significative della struttura. Queste verifiche si riconducono al calcolo del rapporto tra il massimo taglio resistente (T_R) ed il massimo taglio agente (T_D); tale rapporto deve risultare maggiore di $\gamma_R = 1,15$:

$$\frac{T_R}{T_D} = \frac{N \tan \phi + cL}{T} \geq \gamma_R$$

in cui N è la risultante delle forze normali al piano, \varnothing è l'angolo di attrito della superficie, c è la coesione ed L è la lunghezza della superficie di verifica.

Per le verifiche allo scorrimento sulla superficie di fondazione, $\varnothing=35^\circ$ e $c=0$ (il valore di \varnothing indicato è quello caratteristico di tale grandezza, da ridurre nelle verifiche attraverso il coefficiente parziale γ_M).

Per quelle all'interno del corpo diga si fa riferimento a valori di letteratura; ad esempio, la pubblicazione "*Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*"² indica come valori rappresentativi per il calcestruzzo di una diga tradizionale (*Béton Conventionnel Vibré*) una coesione di 2÷3 MPa ed una tangente dell'angolo di attrito pari a 1,4. Questi valori vanno opportunamente ridotti sulle riprese di getto, in funzione delle caratteristiche di queste ultime. Le specifiche del progetto prevedono un accurato trattamento delle riprese di getto; in questo caso, nella stessa pubblicazione si suggerisce di dimezzare la coesione, mantenendo lo stesso angolo di attrito. Quindi, in definitiva, i valori caratteristici assunti per le verifiche di scorrimento nel corpo diga sono $c=1$ MPa e $\varnothing=54,5^\circ$.

Vista la particolarità dell'opera (presenza di acqua invasata solo in caso di piena), non sono significative le verifiche agli stati limite di esercizio richieste in Normativa (§ D.2.2.2 del D.M. 26/6/2014). Si esegue comunque nel seguito il calcolo delle sollecitazioni allo SLU, nelle condizioni eccezionali di serbatoio pieno (ed a livelli intermedi significativi).

Le verifiche di resistenza in fondazione e quelle della profondità dello schermo di impermeabilizzazione al piede di monte sono riportate nella Relazione Geotecnica di progetto.

4.1.2 Criteri generali per la determinazione delle azioni

Il valore caratteristico del peso proprio è calcolato considerando cautelativamente un peso di volume del calcestruzzo costituente l'opera di 23,5 kN/m³. A favore di sicurezza, non si considerano il peso dell'impalcato del ponte a coronamento (gravante sui conci su cui poggiano le pile) né quello delle opere elettromeccaniche (paratoie a settore) che sono installate nei conci con luci di fondo.

Per le verifiche su piani di scivolamento in fondazione, che interessano il terreno sottostante alla struttura e compreso tra i due taglioni, si assume un peso di volume del terreno pari a 18 kN/m³.

Non viene considerata, in quanto di entità ridotta e quindi influente ai fini delle verifiche condotte, la spinta del terreno a monte delle opere; allo stesso modo, non viene cautelativamente considerata la resistenza del materiale a valle dei manufatti (terreno e calcestruzzo delle vasche di dissipazione).

² Pubblicazione del *Comité français des barrages et réservoirs* dell'ottobre 2012

La spinta del terreno a monte dell'opera è significativa ed influente nelle verifiche solamente in condizioni sismiche; nelle verifiche in condizioni sismiche viene pertanto introdotta la spinta (statica+sismica) del terreno a monte dell'opera, che viene calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe:

$$S_{AE} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1-k_v) \times K_{AE} \times H^2$$

Con i parametri all'SLC ($a_{max} = 0,292$ g) si ha che il coefficiente di spinta (statica+sismica) vale $K_{AE} = 0,519$.

Le spinte idrostatiche, da monte e da valle, sono quelle derivanti dallo studio idraulico del funzionamento della cassa di espansione e verranno illustrate nel seguito, per ciascuno dei due manufatti in esame.

Le sottospinte agenti sulla sezione di verifica vengono assunte in conformità a quanto indicato al § D.2.2.1. del D.M. 26/6/2014. Quindi, tenendo conto della geometria dei manufatti, i valori caratteristici delle sottopressioni sono variabili linearmente tra:

- in corrispondenza del paramento di monte: la pressione idrostatica di invaso;
- in corrispondenza della linea dei drenaggi: la pressione idrostatica di valle aumentata di 0,35 volte la differenza tra la pressione idrostatica di monte e quella di valle;
- in corrispondenza del paramento di valle: la pressione idrostatica di valle.

I valori delle pressioni idrostatiche di monte e di valle verranno illustrati nel seguito, per ciascuno dei due manufatti.

L'azione sismica sulla struttura, orizzontale e verticale, è calcolata moltiplicando la massa per l'accelerazione massima orizzontale e verticale, che all'SLC valgono rispettivamente 0,292 g e 0,174 g. Questa azione è applicata alla struttura, al volume di terreno sottostante preso in conto nei calcoli di stabilità ed al volume d'acqua gravante sul paramento di monte (e, per il manufatto B, su quello di valle).

Per le verifiche che seguono, la combinazione delle azioni sismiche orizzontali (E_x) e verticali (E_z) di gran lunga più gravosa è:

$$1,00 E_x - 0,30 E_z$$

cioè la combinazione con sisma orizzontale predominante verso valle e sisma verticale verso l'alto.

4.1.3 Situazioni progettuali e combinazioni di carico

Come detto (v. precedente § 4.1.1), l'unica combinazione delle azioni che deve essere presa in esame è la combinazione eccezionale allo SLU, al livello di massimo invaso ed a livelli intermedi.

In accordo con il § C.9 del D.M. 26/6/2014, le verifiche nei confronti degli stati limite strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si valutano adoperando l'Approccio 1 illustrato al § 2.6.1 delle NTC.

Le verifiche riguardano lo stato limite ultimo di scorrimento e lo stato limite ultimo del raggiungimento del carico limite in fondazione.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali:

- Le azioni vengono prese con i rispettivi valori caratteristici, trattandosi della combinazione eccezionale delle azioni definita al § C.8 del D.M. 26/6/2014.
- I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono quelli indicati nella Tabella 6.2.II delle NTC (quindi, in particolare, $\gamma_{\phi'} = 1,25$).
- Il coefficiente parziale γ_R è pari a 1,15 per le verifiche di scorrimento (in accordo con il § D.2.2.1 del D.M. 26/6/2014) ed a 1,8 per le verifiche del carico limite (in accordo con il § D.2.2.1 del D.M. 26/6/2014 e con il § 6.4.2.1 delle NTC).

4.2 MANUFATTO 'A' – CONCI CON LUCE SOTTO BATTENTE

4.2.1 Geometria dell'opera

I conci contenenti le luci sotto battente del Manufatto A presentano una larghezza di 12 m ed un profilo trasversale definito dal triangolo fondamentale avente vertice a q. 149,60 m s.m., pendenza del paramento di monte (orizzontale/verticale) di 0,25/1 e di quello di valle di 0,75/1. I conci sono interamente sfioranti, con ciglio di sfioro a quota 144,90 m s.m. e piano di fondazione a quota 128.50 m s.m., approfondito a q. 127,00 m s.m. in corrispondenza dei due denti a monte ed a valle.

In ciascuno dei conci è ricavata una luce sotto battente, governata da una paratoia a settore di 3,5 m di altezza per 6 m di larghezza, a comando oleodinamico.

Nel concio sono ricavati due cunicoli: uno in fondazione, a q. 129,00 m s.m., in cui convergono i fori e le canne di drenaggio, ed uno a q. 140,85 m s.m., di servizio per l'ispezione e la manutenzione agli organi di movimentazione delle paratoie a settore ubicate nei conci con luce sotto battente.

La geometria schematica delle due sezioni trasversali, in corrispondenza della luce ed a lato di essa, è riportata in Figura 1 e Figura 2.

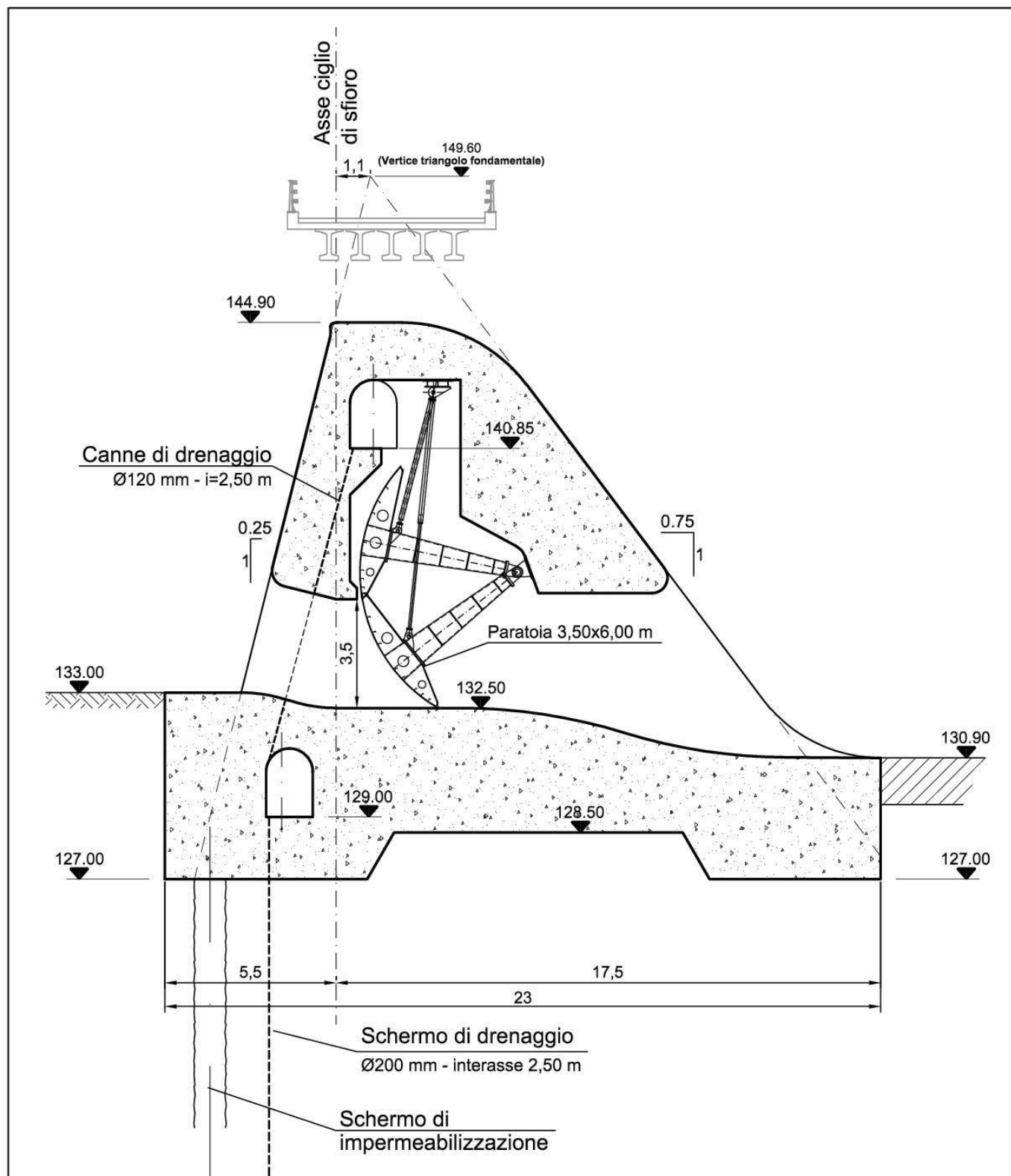


Figura 1 – Schema dei conchi con luce sotto battente del Manufatto A (sezione in corrispondenza della luce)

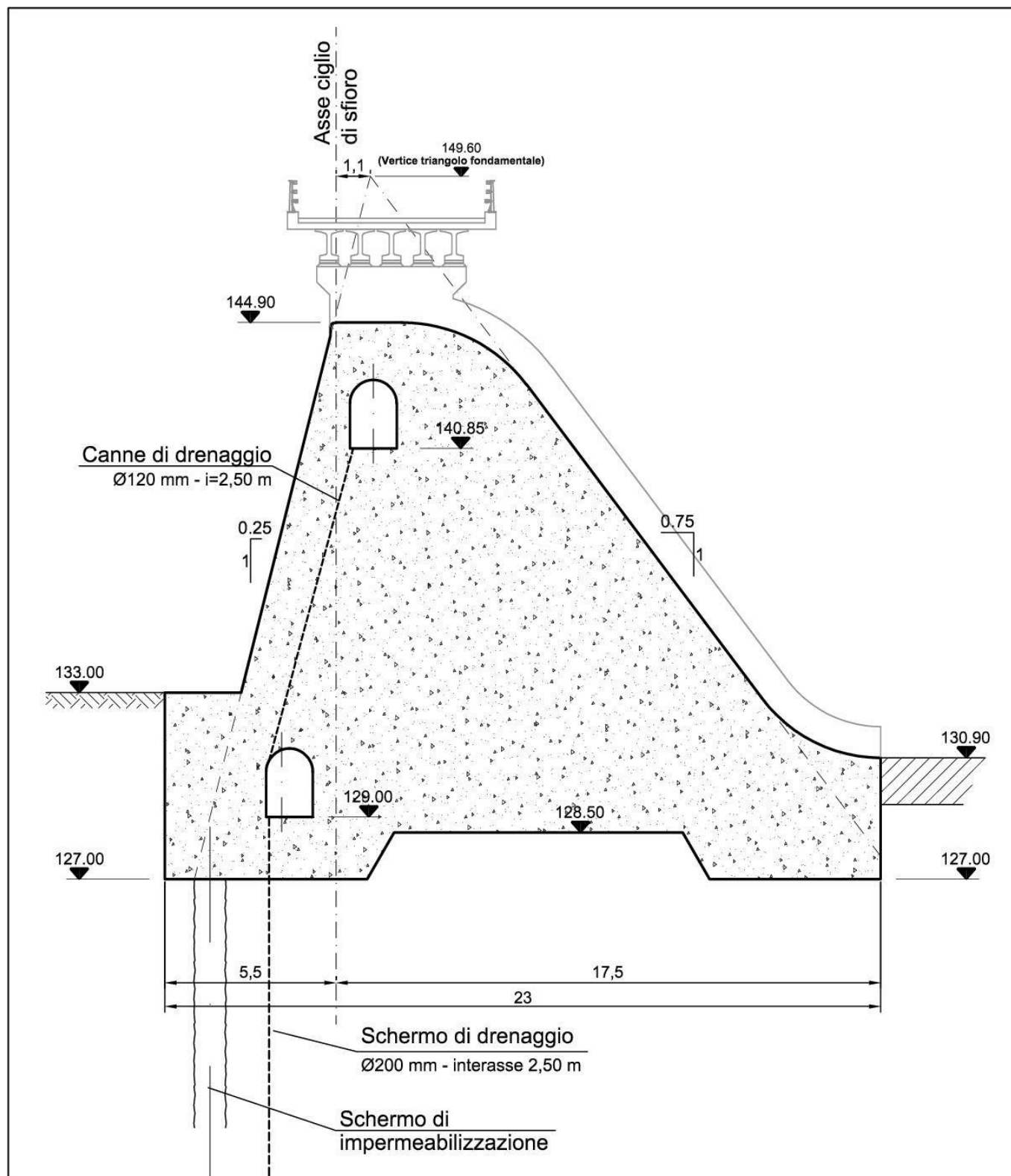


Figura 2 – Schema dei conci con luce sotto battente del Manufatto A (sezione laterale alla luce)

Dallo studio idraulico del funzionamento della cassa di espansione si evincono i livelli idrici a monte ed a valle dell'opera in condizioni di piena, per differenti tempi di ritorno, riportati in Tabella 1.

Tabella 1 – Livelli idrici a monte ed a valle del manufatto, per i differenti tempi di ritorno

	Quota idrica a monte	Quote idrica a valle
Tr 200	144,90 m s.m.	134,40 m s.m.
Tr 1000	145,70 m s.m.	135,90 m s.m.

Vengono condotte le verifiche lungo la superficie orizzontale di quota 127,00 m s.m. Si conducono inoltre le verifiche all'interno del corpo diga, considerando la superficie più rappresentativa, che risulta quella a quota 133,00 m s.m., con andamento orizzontale.

Le verifiche che seguono (§§ 4.2.2 e 4.2.3) sono eseguite sull'intero concio da 12 m di larghezza.

4.2.2 Verifiche lungo la superficie di fondazione

4.2.2.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico

L'area della sezione trasversale del calcestruzzo in corrispondenza della luce di scarico, al netto della galleria di scarico, della sovrastante camera di manovra e della sezione dei cunicoli, è pari a 148 m². L'area della sezione trasversale piena ai lati della luce di scarico, sempre al netto dei cunicoli è pari a 237 m². Pertanto il peso proprio del concio è pari a 54.285 kN. Il baricentro del concio è a 12,85 m dall'estremo di valle.

Il terreno sottostante la fondazione e compreso tra i due denti di monte e di valle, tra le quote 128,50 m s.m. e 127,00 m s.m. ha un'area di 15,2 m²; pertanto, il peso del terreno sotto la fondazione è pari a 3.283 kN, con un braccio di 11,00 m rispetto al punto estremo di valle.

La componente orizzontale della spinta idrostatica sul paramento di monte viene calcolata considerando il carico pari ad $(H_m - 127,00)$ m, dove H_m è la quota di invaso considerata. La componente orizzontale della spinta idrostatica di valle viene calcolata in modo del tutto analogo considerando il carico $(H_v - 127,00)$ m, essendo H_v la quota idraulica a valle dell'opera.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di monte corrisponde al peso dell'acqua sovrastante la struttura in calcestruzzo, tra quota 133,00 m s.m. e la quota di invaso; a questa va aggiunto il peso dell'acqua contenuta nella galleria a monte del settore, che presenta un volume di 15,3 m³ (in sezione verticale) per 6 m di larghezza.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di valle viene trascurata a favore di sicurezza.

La sottopressione varia linearmente tra H_m a monte ed H_v a valle e viene abbattuta lungo la linea dei drenaggi (3,40 m dall'estremo di monte) al valore $H_v + 0,35(H_m - H_v)$.

Le verifiche vengono eseguite considerando le combinazioni di quote di invaso, a monte ed a valle, illustrate in Tabella 2.

Tabella 2 – Quote idriche a monte ed a valle del manufatto considerate nelle verifiche

	Quota acqua a monte (H_m) [m s.m.]	Quota acqua a valle (H_v) [m s.m.]
Caso 1	144,90	variabile da 130,90 a 134,40
Caso 2	145,70	134,40 e 135,90

In Tabella 3 si riassumono i valori caratteristici delle azioni; in Tabella 4 i rispettivi momenti, calcolati rispetto al punto estremo di valle.

Tabella 3 – Valori caratteristici delle azioni agenti

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte + peso acqua a monte del settore [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kN]	Sottopressioni [kN]
Caso 1	144,90	130,90	57.568	6.399	18.864	895	19.995
		131,00				942	20.205
		132,00				1.472	22.238
		133,00				2.119	24.272
		134,00				2.884	26.306
		134,40				3.223	27.119
Caso 2	145,70	134,40	57.568	7.118	20.544	3.223	27.658
		135,90				4.662	30.702

Tabella 4 - Valori caratteristici dei momenti (rispetto all'estremo di valle della sezione)

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kNm]	Componente verticale spinta idrostatica monte + peso acqua a monte del settore [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kNm]	Sottopressioni [kNm]
Caso 1	144,90	130,90	733.675	101.108	112.618	1.164	276.931
		131,00				1.253	279.031
		132,00				2.458	299.101
		133,00				4.238	319.177
		134,00				6.720	339.084
		134,40				7.961	347.123
Caso 2	145,70	134,40	733.675	111.844	127.578	7.961	355.958
		135,90				13.846	385.924

Come detto al precedente § 4.1.3, le verifiche sono condotte con la combinazione delle azioni “eccezionale” e pertanto le azioni vengono prese in conto nelle verifiche con i rispettivi valori caratteristici.

4.2.2.2. Verifiche nei confronti dello sls di scorrimento

In Tabella 5 sono riportate le risultanti delle forze normali al piano di scorrimento considerato (ΣN) e di quelle parallele ad esso (ΣT); è inoltre calcolato il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 29,3^\circ$ e $c=0$. Siccome questo rapporto risulta sempre maggiore di $\gamma_R=1,15$, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono soddisfatte.

Tabella 5 – Verifiche a scorrimento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Caso 1	144,90	130,90	43.972	17.969	1,37
		131,00	43.762	17.922	1,37
		132,00	41.729	17.392	1,35
		133,00	39.695	16.745	1,33
		134,00	37.661	15.980	1,32
		134,40	36.848	15.641	1,32
Caso 2	145,70	134,40	37.028	17.321	1,20
		135,90	33.984	15.882	1,20

4.2.2.3. Verifiche delle tensioni

In Tabella 6 si riportano il momento agente rispetto all'estremo di valle (M), la risultante delle forze normali al piano (ΣN) e l'eccentricità del carico (e). In ogni caso di carico, la risultante cade entro il terzo medio della sezione ($e < B/6 = 3,83$ m) e pertanto la sezione è sempre interamente reagente. La tabella riporta infine gli sforzi agli estremi di monte e di valle (σ_m e σ_v).

Tabella 6 – Calcolo delle sollecitazioni

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	M [kNm]	ΣN [kN]	e [m]	σ_v [MPa]	σ_m [MPa]
Caso 1	144,90	130,90	446.398	43.972	1,35	0,215	0,103
		131,00	444.387	43.762	1,35	0,214	0,103
		132,00	425.522	41.729	1,30	0,202	0,100
		133,00	407.226	39.695	1,24	0,190	0,097
		134,00	389.801	37.661	1,15	0,177	0,096
		134,40	383.003	36.848	1,11	0,172	0,095
Caso 2	145,70	134,40	369.944	37.028	1,51	0,187	0,081
		135,90	345.863	33.984	1,32	0,166	0,081

I valori delle sollecitazioni sopra calcolati (con la combinazione eccezionale allo SLU) sono di un ordine di grandezza inferiore rispetto alle tensioni limite indicate in Normativa per le verifiche agli stati limite di esercizio (v. § D.2.2.2 D.M. 26/6/2014), pertanto le verifiche delle tensioni si ritengono ampiamente soddisfatte.

4.2.3 Verifiche all'interno del corpo diga

Per le verifiche all'interno del corpo diga si considera un piano orizzontale a quota 133,00 m s.m.; si omettono le verifiche a quote differenti in quanto le verifiche eseguite alla quota 133,00 m s.m. portano ai fattori di sicurezza minimi.

L'altezza complessiva della sezione in esame è $144,90 - 133,00 = 11,9$ m; la larghezza alla base pari a 16,60 m.

4.2.3.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico

L'area della sezione trasversale del calcestruzzo in corrispondenza della luce di scarico, al netto della galleria di scarico, e della sovrastante camera di manovra, è pari a 50 m^2 . L'area della sezione trasversale piena ai lati della luce di scarico, al netto del cunicolo è pari a 123 m^2 . Pertanto il peso proprio del concio è pari a 24.393 kN. Il baricentro del concio è a 9,53 m dall'estremo di valle.

La componente orizzontale della spinta idrostatica sul paramento di monte viene calcolata considerando il carico pari ad $(H_m - 133,00)$ m, dove H_m è la quota di invaso considerata. La componente orizzontale della spinta idrostatica di valle viene calcolata in modo del tutto analogo considerando il carico $(H_v - 133,00)$ m, essendo H_v la quota idraulica a valle dell'opera.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di monte corrisponde al peso dell'acqua sovrastante la struttura in calcestruzzo, tra quota 133,00 m s.m. e la quota di invaso.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di valle viene trascurata a favore di sicurezza.

La sottopressione varia linearmente tra H_m a monte ed H_v a valle e viene abbattuta lungo la linea dei drenaggi (circa 1,60 m da paramento) al valore $H_v + 0,35(H_m - H_v)$.

Le verifiche vengono eseguite considerando le combinazioni di quote di invaso, a monte ed a valle, illustrate in Tabella 7.

Tabella 7 - Quote idriche a monte ed a valle del manufatto considerate nelle verifiche

	Quota acqua a monte (H_m) [m s.m.]	Quota acqua a valle (H_v) [m s.m.]
Caso 1	144,90	134,40
Caso 2	145,70	135,90

In Tabella 8 si riassumono i valori caratteristici delle azioni. Analogamente, in Tabella 9 si riassumono i rispettivi momenti, calcolati rispetto al punto estremo di valle della sezione.

Tabella 8 – Valori caratteristici delle azioni agenti

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte + peso acqua a monte del settore [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kN]	Sottopressioni [kN]
Caso 1	144,90	134,40	24.393	2.836	8.340	115	6.919
Caso 2	145,70	135,90		3.324	9.456	495	9.566

Tabella 9 - Valori caratteristici dei momenti (rispetto all'estremo di valle della sezione)

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio [kNm]	Componente verticale spinta idrostatica monte + peso acqua a monte del settore [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kNm]	Sottopressioni [kNm]
Caso 1	144,90	134,40	232.465	36.881	33.110	54	70.920
Caso 2	145,70	135,90		42.632	39.715	480	92.025

Come detto al precedente § 4.1.3, le verifiche sono condotte con la combinazione delle azioni "eccezionale" e pertanto le azioni vengono prese in conto nelle verifiche con i rispettivi valori caratteristici.

4.2.3.2. Verifiche nei confronti dello sls di scorrimento

In Tabella 10 sono riportate le risultanti delle forze normali al piano di scorrimento considerato (ΣN) e di quelle parallele ad esso (ΣT); è inoltre calcolato il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c A}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 48,3^\circ$, $c = c_d = 0,8$ MPa e $A = 6 \times 16,6 = 99,6$ m². Siccome questo rapporto risulta sempre molto maggiore di $\gamma_R = 1,15$, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono ampiamente soddisfatte.

Tabella 10 – Verifiche a scorrimento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Caso 1	144,90	134,40	20.310	8.225	12,46
Caso 2	145,70	135,90	18.151	8.961	11,16

4.2.3.3. Verifiche delle tensioni

In Tabella 11 si riportano il momento agente rispetto al punto estremo di valle (M), la risultante delle forze normali al piano (ΣN) e l'eccentricità del carico (e). In ogni caso di carico, la risultante cade entro il terzo medio della sezione ($e < B/6 = 2,77$ m) e pertanto la sezione è sempre interamente reagente. La tabella riporta infine gli sforzi agli estremi di monte e di valle (σ_m e σ_v).

Tabella 11 – Calcolo delle sollecitazioni

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	M [kNm]	ΣN [kN]	e [m]	σ_v [MPa]	σ_m [MPa]
Caso 1	144,90	134,40	165.370	20.310	0,16	0,216	0,192
Caso 2	145,70	135,90	143.837	18.151	0,38	0,207	0,158

I valori delle sollecitazioni sopra calcolati (con la combinazione eccezionale allo SLU) sono di un ordine di grandezza inferiore rispetto alle tensioni limite indicate in Normativa per le verifiche agli stati limite di esercizio (v. § D.2.2.2 D.M. 26/6/2014), pertanto le verifiche delle tensioni si ritengono ampiamente soddisfatte.

4.2.4 **Verifiche di stabilità al galleggiamento**

Il calcolo delle tensioni in fondazione allo SLU sopra riportato (§ 4.2.2.3) porta a concludere che la sezione di fondazione è sempre tutta compressa. Questo fa automaticamente escludere che le forze instabilizzanti (sottopressioni) possano superare quelle stabilizzanti (pesi propri e pesi dell'acqua sui paramenti). La verifica di stabilità al galleggiamento è quindi automaticamente soddisfatta, in quanto le vasche si riempiono solo in caso di piena determinando una condizione di carico di tipo eccezionale (con riferimento alle NTD ed al § 2.5.3 delle NTC), e quindi le azioni che determinano il sollevamento e quelle che lo contrastano vanno valutate con coefficiente moltiplicativo pari all'unità.

Le verifiche di stabilità al galleggiamento sarebbero comunque soddisfatte anche adottando i coefficienti parziali sulle azioni indicati al § 6.2.3.2 delle NTC, ed in particolare 0,9 per i pesi propri ed i pesi dell'acqua e 1,1 per le sottopressioni (si adottano i coefficienti validi per le azioni permanenti anche per i pesi dell'acqua e le sottopressioni, in quanto questi ultimi sono compiutamente definiti).

A giustificazione di questo, si riportano in Tabella 12:

- le forze verticali agenti per ciascuna configurazione delle quote idriche già analizzata in progetto;
- le risultanti delle azioni stabilizzanti ed instabilizzanti;
- la risultante delle azioni stabilizzanti moltiplicata per 0,9 ($G_{stab,d}$) e la risultante delle azioni instabilizzanti moltiplicata per 1,1 ($V_{inst,d}$).

Tabella 12 – Verifica al galleggiamento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kN]	Componente vert. spinta idrost. monte + peso acqua a monte sette [kN]	Sottopressioni [kN]	Risultante azioni stabilizzanti [kN]	Risultante azioni instabilizzanti [kN]	$G_{stab,d}$ [kN]	$V_{inst,d}$ [kN]
Caso 1	144,90	130,90	57.568	6.399	19.995	83.962	19.995	75.566	21.995
		131,00			20.205	84.172	20.205	75.755	22.226
		132,00			22.238	86.205	22.238	77.585	24.462
		133,00			24.272	88.239	24.272	79.415	26.699
		134,00			26.306	90.273	26.306	81.246	28.937
		134,40			27.119	91.086	27.119	81.977	29.831
Caso 2	145,70	134,40	57.568	7.118	27.658	92.344	27.658	83.110	30.424
		135,90			30.702	95.388	30.702	85.849	33.772

Siccome $V_{inst,d}$ risulta sempre minore di $G_{stab,d}$, le verifiche sono soddisfatte.

4.2.5 Verifiche a serbatoio vuoto

Per i carichi statici si rimanda alla precedente Tabella 3; i carichi sismici agenti sono riportati in Tabella 13.

Tabella 13 – Verifiche a serbatoio vuoto – Carichi sismici

	Sisma orizzontale: inerzia della struttura	Sisma orizzontale: spinta del terreno di monte	Sisma verticale: inerzia della struttura
Manufatto 'A' Conci con luci sotto battente	15.851 kN	984 kN	10.017 kN

In Tabella 14 si riportano le verifiche a scorrimento a serbatoio vuoto, in condizioni sismiche.

Tabella 14 – Verifiche a scorrimento a serbatoio vuoto

	ΣN	ΣT	$\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Manufatto 'A' Conci con luci sotto battente	54.563 kN	18.215 kN	1,68

Siccome il rapporto $\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 29,3^\circ$ e $c=0$, risulta sempre maggiore di $\gamma_R=1,15$, le verifiche allo scorrimento a vuoto, in condizioni sismiche con i parametri all'SLC, sono soddisfatte.

4.3 MANUFATTO 'A' – CONCI SFIORANTI

4.3.1 Geometria dell'opera

Il concio-tipo sfiorante del Manufatto A presenta una larghezza di 12 m ed un profilo trasversale definito dal triangolo fondamentale avente vertice a q. 146,00 m s.m., pendenza del paramento di monte (orizzontale/verticale) di 0,25/1 e di quello di valle di 1/1. Il concio è interamente sfiorante, con ciglio di sfioro a quota 144,90 m s.m. e piano di fondazione a quota 128.50 m s.m., approfondito a q. 127,00 m s.m. in corrispondenza dei due denti a monte ed a valle.

Nel concio sono ricavati due cunicoli: uno in fondazione, a q. 129,00 m s.m., in cui convergono i fori e le canne di drenaggio, ed uno a q. 140,00 m s.m., di servizio per l'ispezione e la manutenzione agli organi di movimentazione delle paratoie a settore ubicate nei conci con luce sotto battente.

La geometria schematica della sezione trasversale è riportata in Figura 3.

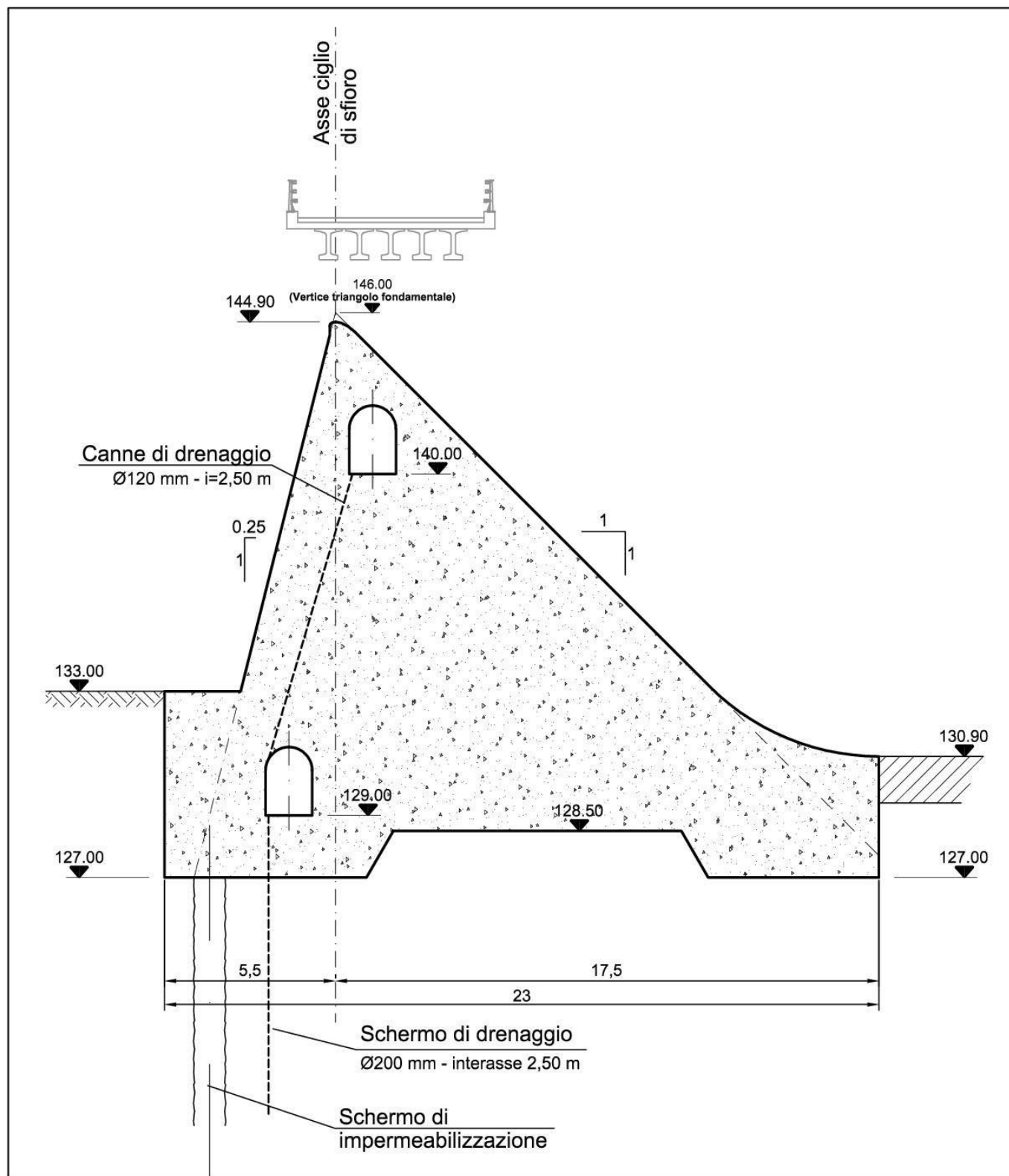


Figura 3 – Schema della sezione-tipo dei conci sfioranti del Manufatto A

Dallo studio idraulico del funzionamento della cassa di espansione si evincono i livelli idrici a monte ed a valle dell'opera in condizioni di piena, per differenti tempi di ritorno, riportati in Tabella 15.

Tabella 15 – Livelli idrici a monte ed a valle del manufatto, per i differenti tempi di ritorno

	Quota idrica a monte	Quote idrica a valle
Tr 200	144,90 m s.m.	134,40 m s.m.
Tr 1000	145,70 m s.m.	135,90 m s.m.

Vengono condotte le verifiche lungo la superficie orizzontale di quota 127,00 m s.m. Si conducono inoltre le verifiche all'interno del corpo diga, considerando la superficie più rappresentativa, che risulta quella a quota 133,00 m s.m., con andamento orizzontale.

Le verifiche che seguono sono eseguite su una sezione di profondità unitaria.

4.3.2 Verifiche lungo la superficie di fondazione

4.3.2.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico

L'area della sezione trasversale, al netto della sezione dei due cunicoli, è pari a 202 m², pertanto il peso proprio è pari a 4.747 kN. Il baricentro dista 13,20 m dal piede di valle.

Il terreno sottostante la fondazione è compreso tra i due denti di monte e di valle, tra le quote 128,50 m s.m. e 127,00 m s.m. ha un'area di 15,2 m²; pertanto, il peso del terreno sotto la fondazione è pari a 274 kN, con un braccio di 11,00 m rispetto al punto estremo di valle.

La componente orizzontale della spinta idrostatica sul paramento di monte viene calcolata considerando il carico pari ad $(H_m - 127,00)$ m, dove H_m è la quota di invaso considerata. La componente orizzontale della spinta idrostatica di valle viene calcolata in modo del tutto analogo considerando il carico $(H_v - 127,00)$ m, essendo H_v la quota idraulica a valle dell'opera.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di monte corrisponde al peso dell'acqua sovrastante la struttura in calcestruzzo, tra quota 133,00 m s.m. e la quota di invaso.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di valle viene trascurata a favore di sicurezza.

La sottopressione varia linearmente tra H_m a monte ed H_v a valle e viene abbattuta lungo la linea dei drenaggi (3,40 m dall'estremo di monte) al valore $H_v + 0,35(H_m - H_v)$.

Le verifiche vengono eseguite considerando le combinazioni di quote di invaso, a monte ed a valle, illustrate in Tabella 16.

Tabella 16 – Quote idriche a monte ed a valle del manufatto considerate nelle verifiche

	Quota acqua a monte (H_m) [m s.m.]	Quota acqua a valle (H_v) [m s.m.]
Caso 1	144,90	variabile da 130,90 a 134,40
Caso 2	145,70	134,40 e 135,90

In Tabella 17 si riassumono i valori caratteristici delle azioni; in Tabella 18 i rispettivi momenti, calcolati rispetto al punto estremo di valle.

Tabella 17 – Valori caratteristici delle azioni agenti

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kN]	Sottopressioni [kN]
Caso 1	144,90	130,90	5.021	458	1.572	75	1.666
		131,00				78	1.684
		132,00				123	1.853
		133,00				177	2.023
		134,00				240	2.192
		134,40				269	2.260
Caso 2	145,70	134,40	5.021	501	1.715	269	2.305
		135,90				389	2.558

Tabella 18 - Valori caratteristici dei momenti (rispetto all'estremo di valle della sezione)

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kNm]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kNm]	Sottopressioni [kNm]
Caso 1	144,90	130,90	65.674	9.595	9.385	98	23.074
		131,00				104	23.256
		132,00				205	24.923
		133,00				354	26.602
		134,00				559	28.255
		134,40				664	28.928
Caso 2	145,70	134,40	65.674	10.501	10.650	664	29.665
		135,90				1.155	32.154

Come detto al precedente § 4.1.3, le verifiche sono condotte con la combinazione delle azioni “eccezionale” e pertanto le azioni vengono prese in conto nelle verifiche con i rispettivi valori caratteristici.

4.3.2.2. Verifiche nei confronti dello sls di scorrimento

In Tabella 19 sono riportate le risultanti delle forze normali al piano di scorrimento considerato (ΣN) e di quelle parallele ad esso (ΣT); è inoltre calcolato il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 29,3^\circ$ e $c=0$. Siccome questo rapporto risulta sempre maggiore di $\gamma_R=1,15$, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono soddisfatte.

Tabella 19 – Verifiche a scorrimento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Caso 1	144,90	130,90	3.813	1.497	1,43
		131,00	3.795	1.494	1,43
		132,00	3.626	1.449	1,40
		133,00	3.456	1.395	1,39
		134,00	3.287	1.332	1,38
		134,40	3.219	1.303	1,39
Caso 2	145,70	134,40	3.217	1.446	1,25
		135,90	2.964	1.326	1,25

4.3.2.3. Verifiche delle tensioni

In Tabella 20 si riportano il momento agente rispetto all'estremo di valle (M), la risultante delle forze normali al piano (ΣN) e l'eccentricità del carico (e). In ogni caso di carico, la risultante cade entro il terzo medio della sezione ($e < B/6 = 3,83$ m) e pertanto la sezione è sempre interamente reagente. La tabella riporta infine gli sforzi agli estremi di monte e di valle (σ_m e σ_v).

Tabella 20 – Calcolo delle sollecitazioni

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	M [kNm]	ΣN [kN]	e [m]	σ_v [MPa]	σ_m [MPa]
Caso 1	144,90	130,90	42.908	3.813	0,25	0,177	0,155
		131,00	42.732	3.795	0,24	0,175	0,155
		132,00	41.166	3.626	0,15	0,164	0,151
		133,00	39.636	3.456	0,03	0,151	0,149
		134,00	38.188	3.287	-0,12	0,138	0,147
		134,40	37.620	3.219	-0,19	0,133	0,147
Caso 2	145,70	134,40	36.524	3.217	0,15	0,145	0,134
		135,90	34.526	2.964	-0,15	0,124	0,134

I valori delle sollecitazioni sopra calcolati (con la combinazione eccezionale allo SLU) sono di un ordine di grandezza inferiore rispetto alle tensioni limite indicate in Normativa per le verifiche agli stati limite di esercizio (v. § D.2.2.2 D.M. 26/6/2014), pertanto le verifiche delle tensioni si ritengono ampiamente soddisfatte.

4.3.3 Verifiche all'interno del corpo diga

Per le verifiche all'interno del corpo diga si considera un piano orizzontale a quota 133,00 m s.m.; si omettono le verifiche a quote differenti in quanto le verifiche eseguite alla quota 133,00 m s.m. portano ai fattori di sicurezza minimi.

L'altezza complessiva della sezione in esame è $144,90 - 133,00 = 11,9$ m; la larghezza alla base pari a 15,25 m.

4.3.3.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico

L'area della sezione trasversale sopra quota 133,00 m s.m., al netto dei due cunicoli, è pari a 90 m^2 , pertanto il peso proprio è pari a 2.115 kN. Il baricentro dista 9,15 m dal piede di valle.

La componente orizzontale della spinta idrostatica sul paramento di monte viene calcolata considerando il carico pari ad $(H_m - 133,00)$ m, dove H_m è la quota di invaso considerata. La componente orizzontale della spinta idrostatica di valle viene calcolata in modo del tutto analogo considerando il carico $(H_v - 133,00)$ m, essendo H_v la quota idraulica a valle dell'opera.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di monte corrisponde al peso dell'acqua sovrastante la struttura in calcestruzzo, tra quota 133,00 m s.m. e la quota di invaso.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di valle viene trascurata a favore di sicurezza.

La sottopressione varia linearmente tra H_m a monte ed H_v a valle e viene abbattuta lungo la linea dei drenaggi (circa 1,60 m da paramento) al valore $H_v + 0,35(H_m - H_v)$.

Le verifiche vengono eseguite considerando le combinazioni di quote di invaso, a monte ed a valle, illustrate in Tabella 21.

Tabella 21 - Quote idriche a monte ed a valle del manufatto considerate nelle verifiche

	Quota acqua a monte (H_m) [m s.m.]	Quota acqua a valle (H_v) [m s.m.]
Caso 1	144,90	134,40
Caso 2	145,70	135,90

In Tabella 22 si riassumono i valori caratteristici delle azioni. Analogamente, in Tabella 23 si riassumono i rispettivi momenti, calcolati rispetto al punto estremo di valle della sezione.

Tabella 22 – Valori caratteristici delle azioni agenti

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kN]	Sottopressioni [kN]
Caso 1	144,90	134,40	2.115	168	695	10	567
Caso 2	145,70	135,90		191	788	41	767

Tabella 23 - Valori caratteristici dei momenti (rispetto all'estremo di valle della sezione)

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio [kNm]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kNm]	Sottopressioni [kNm]
Caso 1	144,90	134,40	19.352	2.401	2.759	5	5.460
Caso 2	145,70	135,90		2.729	3.310	40	6.911

Come detto al precedente § 4.1.3, le verifiche sono condotte con la combinazione delle azioni “eccezionale” e pertanto le azioni vengono prese in conto nelle verifiche con i rispettivi valori caratteristici.

4.3.3.2. Verifiche nei confronti dello sls di scorrimento

In Tabella 24 sono riportate le risultanti delle forze normali al piano di scorrimento considerato (ΣN) e di quelle parallele ad esso (ΣT); è inoltre calcolato il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 48,3^\circ$ e $c = c_d = 0,8$ MPa. Siccome questo rapporto risulta sempre molto maggiore di $\gamma_R = 1,15$, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono ampiamente soddisfatte.

Tabella 24 – Verifiche a scorrimento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Caso 1	144,90	134,40	1.716	685	20,62
Caso 2	145,70	135,90	1.539	747	18,64

4.3.3.3. Verifiche delle tensioni

In Tabella 25 si riportano il momento agente rispetto al punto estremo di valle (M), la risultante delle forze normali al piano (ΣN) e l'eccentricità del carico (e). In ogni caso di carico, la risultante cade entro il terzo medio della sezione ($e < B/6 = 2,54$ m) e pertanto la sezione è sempre interamente reagente. La tabella riporta infine gli sforzi agli estremi di monte e di valle (σ_m e σ_v).

Tabella 25 – Calcolo delle sollecitazioni

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	M [kNm]	ΣN [kN]	e [m]	σ_v [MPa]	σ_m [MPa]
Caso 1	144,90	134,40	13.539	1.716	-0,26	0,101	0,124
Caso 2	145,70	135,90	11.900	1.539	-0,11	0,097	0,105

I valori delle sollecitazioni sopra calcolati (con la combinazione eccezionale all'SLU) sono di un ordine di grandezza inferiore rispetto alle tensioni limite indicate in Normativa per le verifiche agli stati limite di esercizio (v. § D.2.2.2 D.M. 26/6/2014), pertanto le verifiche delle tensioni si ritengono ampiamente soddisfatte.

4.3.4 Verifiche di stabilità al galleggiamento

Valgono le stesse considerazioni espresse al precedente § 4.2.4. In Tabella 26 si riportano comunque le verifiche al galleggiamento condotte adottando i coefficienti parziali delle azioni indicati al § 6.2.3.2 delle NTC.

Tabella 26 – Verifica al galleggiamento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kN]	Sottopressioni [kN]	Risultante azioni stabilizzanti [kN]	Risultante azioni instabilizzanti [kN]	$G_{stab,d}$ [kN]	$V_{inst,d}$ [kN]
Caso 1	144,90	130,90	5.021	458	1.666	7.145	1.666	6.431	1.833
		131,00			1.684	7.163	1.684	6.447	1.852
		132,00			1.853	7.332	1.853	6.599	2.038
		133,00			2.023	7.502	2.023	6.752	2.225
		134,00			2.192	7.671	2.192	6.904	2.411
		134,40			2.260	7.739	2.260	6.965	2.486
Caso 2	145,70	134,40	5.021	501	2.305	7.827	2.305	7.044	2.536
		135,90			2.558	8.080	2.558	7.272	2.814

Siccome $V_{inst,d}$ risulta sempre minore di $G_{stab,d}$, le verifiche sono soddisfatte.

4.3.5 Verifiche a serbatoio vuoto

Per i carichi statici si rimanda alla precedente Tabella 17; i carichi sismici agenti sono riportati in Tabella 27.

Tabella 27 – Verifiche a serbatoio vuoto – Carichi sismici

	Sisma orizzontale: inerzia della struttura	Sisma orizzontale: spinta del terreno di monte	Sisma verticale: inerzia della struttura
Manufatto 'A' Conci con luci sfioranti	1.386 kN/m	197 kN/m	874 kN/m

In Tabella 28 si riportano le verifiche a scorrimento a serbatoio vuoto, in condizioni sismiche.

Tabella 28 – Verifiche a scorrimento a serbatoio vuoto

	ΣN	ΣT	$\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Manufatto 'A' Conci con luci sfioranti	4.759 kN/m	1.583 kN/m	1,69

Siccome il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 29,3^\circ$ e $c=0$, risulta sempre maggiore di $\gamma_R=1,15$, le verifiche allo scorrimento a vuoto, in condizioni sismiche con i parametri all'SLC, sono soddisfatte.

4.4 MANUFATTO 'B'

4.4.1 Geometria dell'opera

Il concio-tipo Manufatto B presenta una larghezza di 12 m ed un profilo trasversale definito dal triangolo fondamentale avente vertice a q. 146,00 m s.m., pendenza del paramento di monte (orizzontale/verticale) di 0,25/1 e di quello di valle di 0,8/1. Il concio è interamente sfiorante, con ciglio di sfioro a quota 143,70 m s.m. e piano di fondazione a quota 130,00 m s.m., approfondito a q. 128,50 m s.m. in corrispondenza dei due denti a monte ed a valle.

Nel concio è ricavato un cunicolo in fondazione, a q. 130,50 m s.m., in cui convergono i fori e le canne di drenaggio.

La geometria schematica della sezione trasversale è riportata in Figura 4.

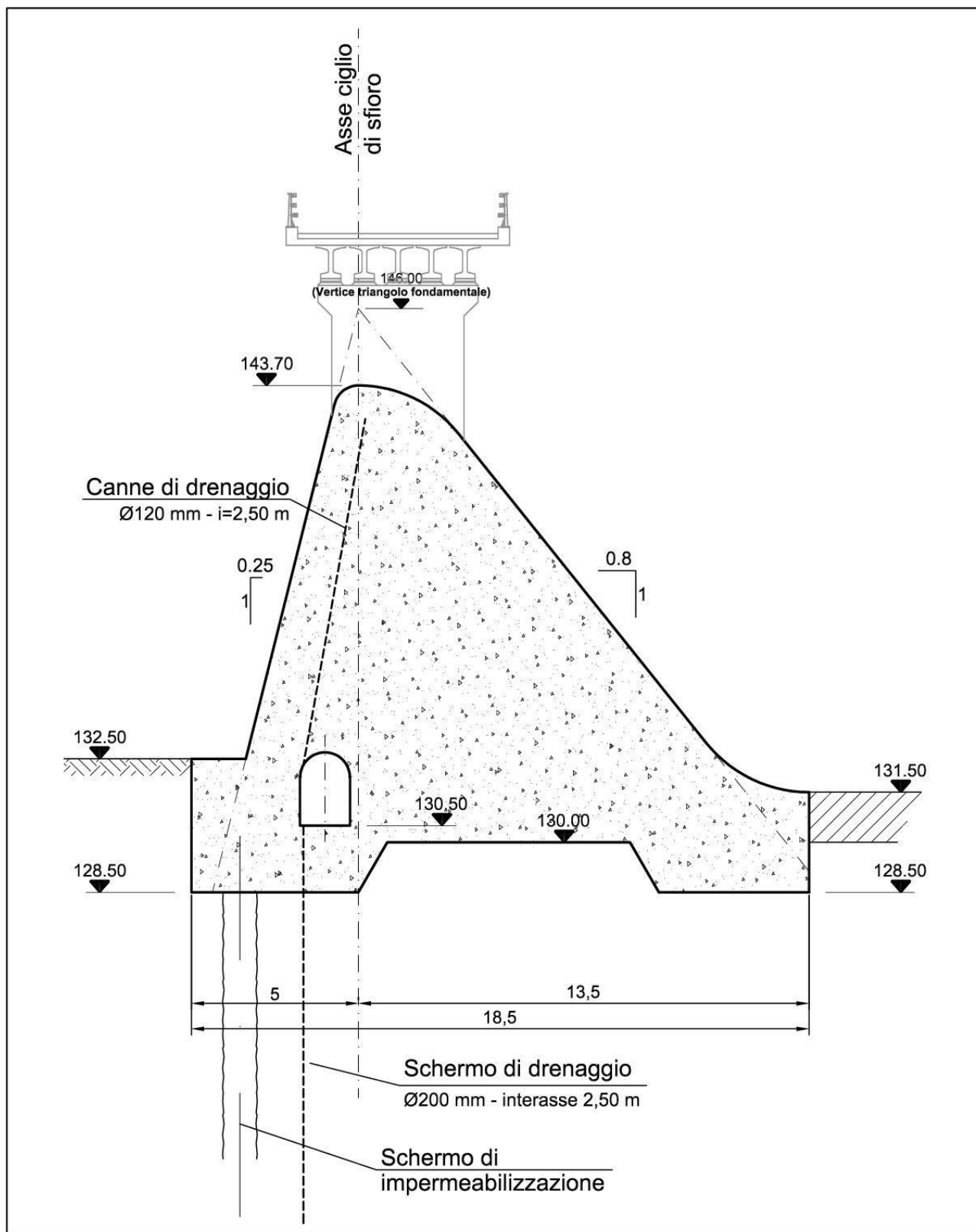


Figura 4 – Schema della sezione-tipo del Manufatto B

Dallo studio idraulico del funzionamento della cassa di espansione si evincono i livelli idrici a monte ed a valle dell'opera in condizioni di piena, per differenti tempi di ritorno, riportati in Tabella 15.

Tabella 29 – Livelli idrici a monte ed a valle del manufatto, per i differenti tempi di ritorno

	Quota idrica a monte	Quote idrica a valle
Tr 200	144,90 m s.m.	140,37 m s.m.
Tr 1000	145,70 m s.m.	143,70 m s.m.

Vengono condotte le verifiche lungo la superficie orizzontale di quota 128,50 m s.m. Si conducono inoltre le verifiche all'interno del copro diga, considerando la superficie più rappresentativa, che risulta quella a quota 132,50 m s.m., con andamento orizzontale.

Le verifiche che seguono sono eseguite su una sezione di profondità unitaria.

4.4.2 Verifiche lungo la superficie di fondazione

4.4.2.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico

L'area della sezione trasversale, al netto della sezione dei due cunicoli, è pari a 149 m², pertanto il peso proprio è pari a 3.502 kN. Il baricentro dista 10,40 m dal piede di valle.

Il terreno sottostante la fondazione è compreso tra i due denti di monte e di valle, tra le quote 130.00 m s.m. e 128,50 m s.m., ha un'area di 12,2 m²; pertanto, il peso del terreno sotto la fondazione è pari a 220 kN, con un braccio di 11,00 m rispetto al punto estremo di valle.

La componente orizzontale della spinta idrostatica sul paramento di monte viene calcolata considerando il carico pari ad $(H_m - 128,50)$ m, dove H_m è la quota di invaso considerata. La componente orizzontale della spinta idrostatica di valle viene calcolata in modo del tutto analogo considerando il carico $(H_v - 128,50)$ m, essendo H_v la quota idraulica a valle dell'opera.

La componente verticale della spinta idrostatica sui paramenti di monte e di valle corrisponde al peso dell'acqua sovrastante la struttura in calcestruzzo.

La sottopressione varia linearmente tra H_m a monte ed H_v a valle e viene abbattuta lungo la linea dei drenaggi (3,35 m dall'estremo di monte) al valore $H_v + 0,35(H_m - H_v)$.

Le verifiche vengono eseguite considerando le combinazioni di quote di invaso, a monte ed a valle, illustrate in Tabella 30. Il "Caso 1.a" ed il "Caso 1.b" simulano il riempimento della cassa di monte in occasione di un evento di piena; il "Caso 2" simula il vuotamento della cassa di monte ma non di quella di valle, in cui l'invaso viene mantenuto a quota 142,00 m s.m., corrispondente al ciglio del manufatto di sfioro della vasca di valle (situazione eccezionale, che si potrebbe verificare tenendo chiusa la restituzione della vasca di valle ed aprendo le luci di fondo del Manufatto A).

Tabella 30 – Quote idriche a monte ed a valle del manufatto considerate nelle verifiche

	Quota acqua a monte (H_m) [m s.m.]	Quota acqua a valle (H_v) [m s.m.]
Caso 1.a	144,90	variabile da 131,50 a 140,37
Caso 1.b	145,70	140,37 e 143,70
Caso 2	variabile da 143,70 a 132,50	142,00

In Tabella 31 si riassumono i valori caratteristici delle azioni; in Tabella 32 i rispettivi momenti, calcolati rispetto al punto estremo di valle.

Tabella 31 – Valori caratteristici delle azioni agenti

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kN]	Componente verticale spinta idrostatica valle [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kN]	Sottopressioni [kN]
Caso 1.a	144,90	131,50	3.722	392	1.319	0	44	1.190
		132,00				10	60	1.257
		133,00				37	99	1.391
		134,00				71	148	1.524
		135,00				113	207	1.657
		136,00				163	276	1.790
		137,00				221	354	1.924
		138,00				287	443	2.057
		139,00				361	541	2.190
		140,37				474	691	2.373
Caso 1.b	145,70	140,37	3.722	431	1.451	474	691	2.411
		143,70				811	1.133	2.855
Caso 2	143,70	142,00	3.722	333	1.133	628	894	2.532
	138,00			125	443			2.257
	137,00			97	354			2.209
	136,00			71	276			2.161
	135,00			48	207			2.113
	134,00			27	148			2.065
	133,00			8	99			2.016
	132,50			0	78			1.993

Tabella 32 - Valori caratteristici dei momenti (rispetto all'estremo di valle della sezione)

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kNm]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente verticale spinta idrostatica valle [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kNm]	Sottopressioni [kNm]
Caso 1.a	144,90	131,50	38.401	6.064	7.215	0	44	13.637
		132,00				8	70	14.154
		133,00				38	149	15.204
		134,00				92	271	16.231
		135,00				177	449	17.266
		136,00				299	690	18.312
		137,00				464	1.002	19.355
		138,00				679	1.404	20.385
		139,00				951	1.894	21.418
		140,37				1.421	2.736	22.828
Caso 1.b	145,70	140,37	38.401	6.668	8.314	1.421	2.736	23.338
		143,70				3.152	5.744	26.808
Caso 2	143,70	142,00	38.401	5.152	5.744	2.156	4.023	23.750
	138,00			1.934	1.404			20.087
	137,00			1.501	1.002			19.461
	136,00			1.098	690			18.822
	135,00			743	449			18.172
	134,00			418	271			17.532
	133,00			124	149			16.874
	132,50			0	104			16.582

Come detto al precedente § 4.1.3, le verifiche sono condotte con la combinazione delle azioni "eccezionale" e pertanto le azioni vengono prese in conto nelle verifiche con i rispettivi valori caratteristici.

4.4.2.2. Verifiche nei confronti dello slu di scorrimento

In Tabella 33 sono riportate le risultanti delle forze normali al piano di scorrimento considerato (ΣN) e di quelle parallele ad esso (ΣT , positive se dirette da monte verso valle); è inoltre calcolato il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 29,3^\circ$ e $c=0$. Siccome questo rapporto risulta sempre maggiore di $\gamma_R=1,15$, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono soddisfatte.

Tabella 33 – Verifiche a scorrimento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Caso 1.a	144,90	131,50	2.924	1.275	1,29
		132,00	2.867	1.259	1,28
		133,00	2.760	1.220	1,27
		134,00	2.661	1.171	1,28
		135,00	2.570	1.112	1,30
		136,00	2.487	1.043	1,34
		137,00	2.411	965	1,40
		138,00	2.344	876	1,50
		139,00	2.285	778	1,65
		140,37	2.215	628	1,98
Caso 1.b	145,70	140,37	2.216	760	1,64
		143,70	2.109	318	3,72
Caso 2	143,70	142,00	2.151	239	5,05
	138,00		2.218	-451	2,76
	137,00		2.238	-540	2,33
	136,00		2.260	-618	2,05
	135,00		2.285	-687	1,87
	134,00		2.312	-746	1,74
	133,00		2.342	-795	1,65
	132,50		2.357	-816	1,62

4.4.2.3. Verifiche delle tensioni

In Tabella 34 si riportano il momento agente rispetto all'estremo di valle (M), la risultante delle forze normali al piano (ΣN) e l'eccentricità del carico (e). In ogni caso di carico, la risultante cade entro il terzo medio della sezione ($e < B/6 = 3,08$ m) e pertanto la sezione è sempre interamente reagente. La tabella riporta infine gli sforzi agli estremi di monte e di valle (σ_m e σ_v).

Tabella 34 – Calcolo delle sollecitazioni

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	M [kNm]	ΣN [kN]	e [m]	σ_v [MPa]	σ_m [MPa]
Caso 1.a	144,90	131,50	23.657	2.924	1,16	0,218	0,099
		132,00	23.174	2.867	1,17	0,214	0,096
		133,00	22.233	2.760	1,19	0,207	0,091
		134,00	21.382	2.661	1,21	0,201	0,087
		135,00	20.610	2.570	1,23	0,194	0,083
		136,00	19.927	2.487	1,24	0,188	0,080
		137,00	19.361	2.411	1,22	0,182	0,079
		138,00	18.948	2.344	1,17	0,175	0,079
		139,00	18.677	2.285	1,08	0,167	0,080
		140,37	18.579	2.215	0,86	0,153	0,086
Caso 1.b	145,70	140,37	17.574	2.216	1,32	0,171	0,069
		143,70	18.843	2.109	0,32	0,126	0,102
Caso 2	143,70	142,00	20.238	2.151	-0,16	0,110	0,122
	138,00		25.023	2.218	-2,03	0,041	0,199
	137,00		25.618	2.238	-2,20	0,035	0,207
	136,00		26.166	2.260	-2,33	0,030	0,214
	135,00		26.702	2.285	-2,44	0,026	0,221
	134,00		27.195	2.312	-2,51	0,023	0,227
	133,00		27.681	2.342	-2,57	0,021	0,232
	132,50		27.894	2.357	-2,58	0,021	0,234

I valori delle sollecitazioni sopra calcolati (con la combinazione eccezionale allo SLU) sono di un ordine di grandezza inferiore rispetto alle tensioni limite indicate in Normativa per le verifiche agli stati limite di esercizio (v. § D.2.2.2 D.M. 26/6/2014), pertanto le verifiche delle tensioni si ritengono ampiamente soddisfatte.

4.4.3 Verifiche all'interno del corpo diga

Per le verifiche all'interno del corpo diga si considera un piano orizzontale a quota 132,50 m s.m.; si omettono le verifiche a quote differenti in quanto le verifiche eseguite alla quota 132,50 m s.m. portano ai fattori di sicurezza minimi.

L'altezza complessiva della sezione in esame è $143,70 - 132,50 = 11,2$ m; la larghezza alla base pari a 14,18 m.

4.4.3.1. Valori caratteristici delle azioni, casi e combinazioni di carico

L'area della sezione trasversale sopra quota 132,50 m s.m. è pari a 92 m^2 , pertanto il peso proprio è pari a 2.162 kN. Il baricentro dista 8,26 m dal piede di valle.

La componente orizzontale della spinta idrostatica sul paramento di monte viene calcolata considerando il carico pari ad $(H_m - 132,50)$ m, dove H_m è la quota di invaso considerata. La componente orizzontale della spinta idrostatica di valle viene calcolata in modo del tutto analogo considerando il carico $(H_v - 132,50)$ m, essendo H_v la quota idraulica a valle dell'opera.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di monte corrisponde al peso dell'acqua sovrastante la struttura in calcestruzzo, tra quota 132,50 m s.m. e la quota di invaso.

La componente verticale della spinta idrostatica sul paramento di valle viene trascurata a favore di sicurezza.

La sottopressione varia linearmente tra H_m a monte ed H_v a valle e viene abbattuta lungo la linea dei drenaggi (circa 1,75 m da paramento) al valore $H_v + 0,35(H_m - H_v)$.

Le verifiche vengono eseguite considerando le combinazioni di quote di invaso, a monte ed a valle, illustrate in Tabella 35.

Tabella 35 - Quote idriche a monte ed a valle del manufatto considerate nelle verifiche

	Quota acqua a monte (H_m) [m s.m.]	Quota acqua a valle (H_v) [m s.m.]
Caso 1.a	144,90	variabile da 132,50 a 140,37
Caso 1.b	145,70	140,37 e 143,70
Caso 2	variabile da 143,70 a 132,50	142,00

In Tabella 36 si riassumono i valori caratteristici delle azioni; in Tabella 37 i rispettivi momenti, calcolati rispetto al punto estremo di valle.

Tabella 36 – Valori caratteristici delle azioni agenti

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kN]	Componente verticale spinta idrostatica valle [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kN]	Sottopressioni [kN]
Caso 1.a	144,90	132,50	2.162	194	747	0	0	407
		133,00				1	1	460
		134,00				9	11	566
		135,00				25	31	673
		136,00				48	60	779
		137,00				79	99	885
		138,00				119	148	991
		139,00				166	207	1.098
		140,37				243	304	1.243
Caso 1.b	145,70	140,37	2.162	220	835	243	304	1.269
		143,70				492	615	1.623
Caso 2	143,70	142,00	2.162	154	615	354	443	1.377
	138,00			37	148			1.190
	137,00			25	99			1.157
	136,00			15	60			1.124
	135,00			8	31			1.091
	134,00			3	11			1.059
	133,00			0	1			1.026
	132,50			0	0			1.010

Tabella 37 - Valori caratteristici dei momenti (rispetto all'estremo di valle della sezione)

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio [kNm]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kNm]	Componente verticale spinta idrostatica valle [kNm]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kNm]	Sottopressioni [kNm]
Caso 1.a	144,90	132,50	17.858	2.561	3.033	0	0	4.107
		133,00				0	0	4.434
		134,00				4	6	5.088
		135,00				17	26	5.747
		136,00				45	70	6.396
		137,00				95	149	7.053
		138,00				175	271	7.700
		139,00				287	449	8.367
		140,37				510	796	9.260
Caso 1.b	145,70	140,37	17.858	2.900	3.524	510	796	9.518
		143,70				1.471	2.294	11.702
Caso 2	143,70	142,00	17.858	2.039	2.294	896	1.404	9.928
	138,00			508	271			8.044
	137,00			345	149			7.706
	136,00			208	70			7.373
	135,00			112	26			7.048
	134,00			42	6			6.714
	133,00			0	0			6.382
	132,50			0	0			6.222

Come detto al precedente § 4.1.3, le verifiche sono condotte con la combinazione delle azioni "eccezionale" e pertanto le azioni vengono prese in conto nelle verifiche con i rispettivi valori caratteristici.

4.4.3.2. Verifiche nei confronti dello sls di scorrimento

In Tabella 38 sono riportate le risultanti delle forze normali al piano di scorrimento considerato (ΣN) e di quelle parallele ad esso (ΣT , positive da monte verso valle); è inoltre calcolato il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 48,3^\circ$ e $c = c_d = 0,8$ MPa. Siccome questo rapporto risulta sempre molto maggiore di $\gamma_R = 1,15$, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono ampiamente soddisfatte.

Tabella 38 – Verifiche a scorrimento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Caso 1.a	144,90	132,50	1.949	747	18,11
		133,00	1.897	746	18,06
		134,00	1.799	736	18,15
		135,00	1.708	716	18,52
		136,00	1.625	687	19,16
		137,00	1.550	648	20,18
		138,00	1.484	599	21,71
		139,00	1.424	540	23,96
		140,37	1.356	443	29,03
Caso 1.b	145,70	140,37	1.356	531	24,22
		143,70	1.251	220	57,93
Caso 2	143,70	142,00	1.293	172	74,37
	138,00		1.363	-295	43,63
	137,00		1.384	-344	37,48
	136,00		1.407	-383	33,73
	135,00		1.433	-412	31,43
	134,00		1.460	-432	30,04
	133,00		1.490	-442	29,44
	132,50		1.506	-443	29,41

4.4.3.3. Verifiche delle tensioni

In Tabella 39 si riportano il momento agente rispetto all'estremo di valle (M), la risultante delle forze normali al piano (ΣN) e l'eccentricità del carico (e). In ogni caso di carico, la risultante cade entro il terzo medio della sezione ($e < B/6 = 2,36$ m) e pertanto la sezione è sempre interamente reagente. La tabella riporta infine gli sforzi agli estremi di monte e di valle (σ_m e σ_v).

Tabella 39 – Calcolo delle sollecitazioni

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	M [kNm]	ΣN [kN]	e [m]	σ_v [MPa]	σ_m [MPa]
		132,50	13.279	1.949	0,27	0,153	0,122
		133,00	12.952	1.897	0,26	0,149	0,119
		134,00	12.308	1.799	0,25	0,140	0,113
		135,00	11.682	1.708	0,25	0,133	0,108
		136,00	11.105	1.625	0,25	0,127	0,103
		137,00	10.577	1.550	0,26	0,121	0,097
		138,00	10.132	1.484	0,26	0,116	0,093
		139,00	9.755	1.424	0,24	0,111	0,090
		140,37	9.432	1.356	0,13	0,101	0,090
Caso 1.b	145,70	140,37	9.022	1.356	0,43	0,113	0,078
		143,70	9.297	1.251	-0,34	0,076	0,101
Caso 2	143,70	142,00	9.975	1.293	-0,63	0,067	0,116
	138,00		12.351	1.363	-1,97	0,016	0,176
	137,00		12.648	1.384	-2,05	0,013	0,182
	136,00		12.923	1.407	-2,10	0,011	0,187
	135,00		13.196	1.433	-2,12	0,010	0,192
	134,00		13.480	1.460	-2,15	0,009	0,197
	133,00		13.776	1.490	-2,16	0,009	0,201
	132,50		13.936	1.506	-2,17	0,009	0,204

I valori delle sollecitazioni sopra calcolati (con la combinazione eccezionale allo SLU) sono di un ordine di grandezza inferiore rispetto alle tensioni limite indicate in Normativa per le verifiche agli stati limite di esercizio (v. § D.2.2.2 D.M. 26/6/2014), pertanto le verifiche delle tensioni si ritengono ampiamente soddisfatte.

4.4.4 Verifiche di stabilità al galleggiamento

Valgono le stesse considerazioni espone al precedente § 4.2.4. In Tabella 40 si riportano comunque le verifiche al galleggiamento condotte adottando i coefficienti parziali delle azioni indicati al § 6.2.3.2 delle NTC.

Tabella 40 – Verifica al galleggiamento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kN]	Componente verticale spinta idrostatica valle [kN]	Sottopressioni [kN]	Risultante azioni stabilizzanti [kN]	Risultante azioni instabilizzanti [kN]	$G_{stab,d}$ [kN]	$V_{inst,d}$ [kN]
Caso 1.a	144,90	131,50	3.722	392	0	1.190	4.114	1.190	3.703	1.309
		132,00			10	1.257	4.124	1.257	3.712	1.383
		133,00			37	1.391	4.151	1.391	3.736	1.530
		134,00			71	1.524	4.185	1.524	3.767	1.676
		135,00			113	1.657	4.227	1.657	3.804	1.823
		136,00			163	1.790	4.277	1.790	3.849	1.969
		137,00			221	1.924	4.335	1.924	3.902	2.116
		138,00			287	2.057	4.401	2.057	3.961	2.263
		139,00			361	2.190	4.475	2.190	4.028	2.409
		140,37			474	2.373	4.588	2.373	4.129	2.610
Caso 1.b	145,70	140,37	3.722	431	474	2.411	4.627	2.411	4.164	2.652
		143,70			811	2.855	4.964	2.855	4.468	3.141
Caso 2	143,70	142,00	3.722	333	628	2.532	4.683	2.532	4.215	2.785
	138,00			125		2.257	4.475	2.257	4.028	2.483
	137,00			97		2.209	4.447	2.209	4.002	2.430
	136,00			71		2.161	4.421	2.161	3.979	2.377
	135,00			48		2.113	4.398	2.113	3.958	2.324
	134,00			27		2.065	4.377	2.065	3.939	2.272
	133,00			8		2.016	4.358	2.016	3.922	2.218
	132,50			0		1.993	4.350	1.993	3.915	2.192

Siccome $V_{inst,d}$ risulta sempre minore di $G_{stab,d}$, le verifiche sono soddisfatte.

4.4.5 Verifiche a serbatoio vuoto

Per i carichi statici si rimanda alla precedente Tabella 31; i carichi sismici agenti sono riportati in Tabella 41.

Tabella 41 – Verifiche a serbatoio vuoto – Carichi sismici

	Sisma orizzontale: inerzia della struttura	Sisma orizzontale: spinta del terreno di monte	Sisma verticale: inerzia della struttura
Manufatto 'B'	1.023 kN/m	198 kN/m	648 kN/m

In Tabella 42 si riportano le verifiche a scorrimento a serbatoio vuoto, in condizioni sismiche.

Tabella 42 – Verifiche a scorrimento a serbatoio vuoto

	ΣN	ΣT	$\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Manufatto 'B'	3.528 kN/m	1.221 kN/m	1,62

Siccome il rapporto $\frac{\Sigma N \operatorname{tg} \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 29,3^\circ$ e $c=0$, risulta sempre maggiore di $\gamma_R=1,15$, le verifiche allo scorrimento a vuoto, in condizioni sismiche con i parametri all'SLC, sono soddisfatte.

4.5 SEZIONE 'X-X' DI RACCORDO TRA I MANUFATTI 'A' E 'B'

4.5.1 Geometria della sezione

Viene presa in esame la Sezione X-X, che costituisce il raccordo tra i manufatti A e B, che rappresenta la struttura di raccordo più significativa ed in condizioni statiche più sfavorevoli.

La geometria della sezione è riportata in Figura 5. Il coronamento è a quota 148,25 m s.m. ed il piano di fondazione a quota 130,00 m s.m., quest'ultimo approfondito a quota 128,50 m s.m. in corrispondenza dei due denti a monte ed a valle. Il paramento di monte ha una pendenza (h/v) di 0,25/1, quello di valle è gradonato. Il rilevato arginale è a quota 134,72 m s.m. a monte e 142,50 m s.m. a valle. Nel concio è ricavato un cunicolo in fondazione, a q. 130,50 m s.m., in cui convergono i fori e le canne di drenaggio.

Sulla base dei risultati delle indagini, esposti nella Relazione geotecnica di progetto, sotto quota 130,00 m s.m. il terreno è costituito da "Ghiaie e sabbie in abbondante matrice limosa/argillosa" (unità geotecnica UG2a); nei calcoli di verifica che seguono si assume pertanto che il terreno di rinfranco a monte ed a valle sia costituito dall'unità geotecnica UG2a sotto quota 132,50 m s.m. e da rilevato arginale sopra tale quota. Una parte del terreno scavato per la fondazione verrà infatti utilizzato per i primi strati del rilevato, almeno fino a quota 132,50 m s.m.

Per il terreno costituente il rilevato arginale si trascura nelle verifiche, a favore di sicurezza, il contributo della coesione.

I parametri geotecnici caratteristici e di progetto, adottati per le verifiche che seguono, sono riportati in Tabella 43.

Tabella 43 – Parametri geotecnici adottati per le verifiche

		Sotto quota 132,50 m s.m.	Sopra quota 132,50 m s.m.
Peso di volume del terreno	γ	19 kN/m ³	19 kN/m ³
Peso di volume del terreno immerso	γ'	9 kN/m ³	9 kN/m ³
Valore caratteristico angolo di resistenza al taglio	ϕ'_k	27°	36°
Valore caratteristico coesione efficace	c'_k	10 kPa	0
Valore di progetto angolo di resistenza al taglio	ϕ'_d	22,2°	30,2°
Valore di progetto coesione efficace	c'_d	0	0

Analogamente al Manufatto 'B', dallo studio idraulico del funzionamento della cassa di espansione si evincono i livelli idrici a monte ed a valle dell'opera in condizioni di piena, per differenti tempi di ritorno, riportati in Tabella 44.

Tabella 44 – Livelli idrici a monte ed a valle del manufatto, per i differenti tempi di ritorno

	Quota idrica a monte	Quote idrica a valle
Tr 200	144,90 m s.m.	140,37 m s.m.
Tr 1000	145,70 m s.m.	143,70 m s.m.

Vengono condotte le verifiche lungo la superficie orizzontale di quota 128,50 m s.m. Le verifiche che seguono sono eseguite su una sezione di profondità unitaria.

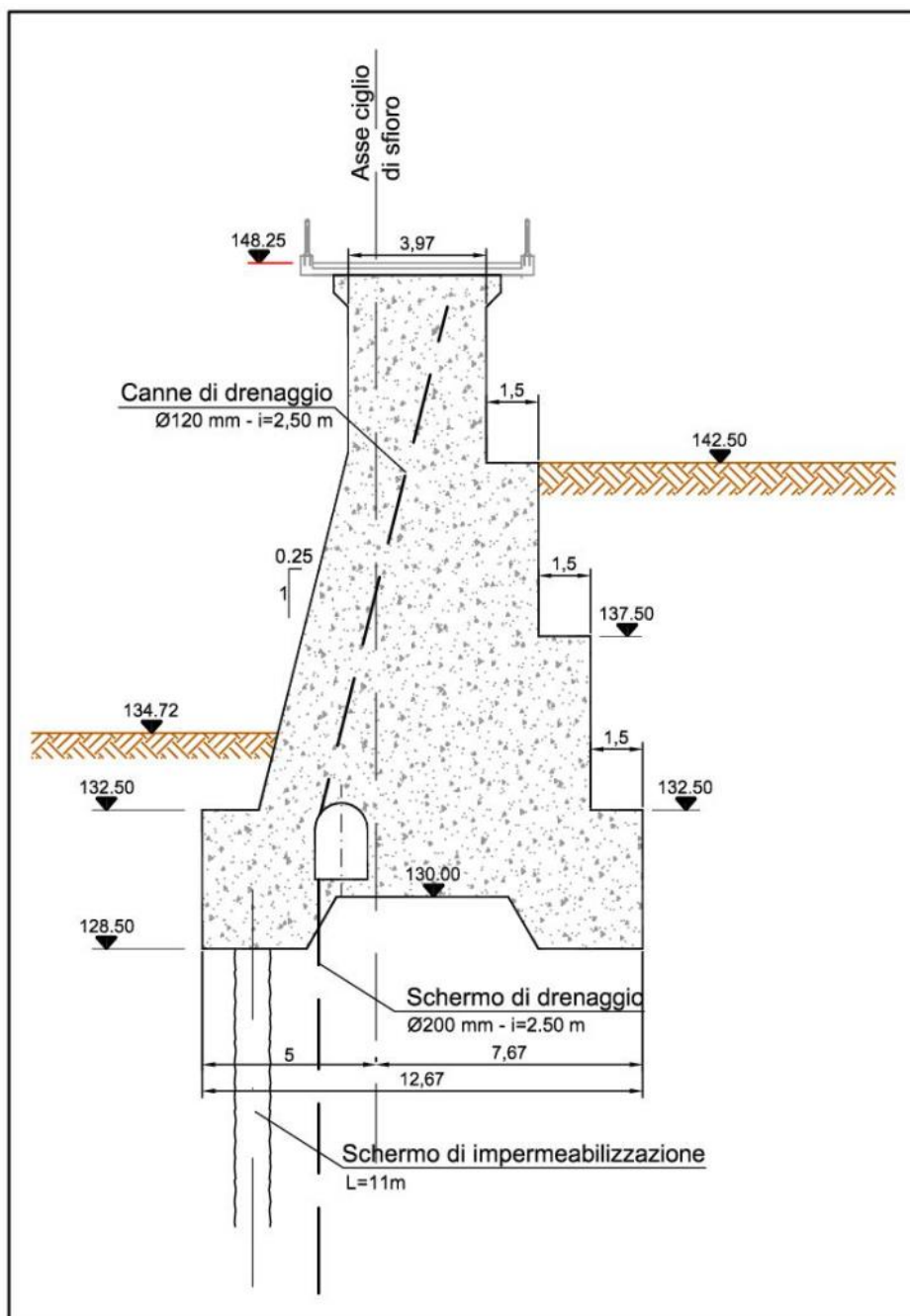


Figura 5 – Geometria della sezione X-X

4.5.2 Casi e combinazioni di carico

Come per i manufatti A e B, le verifiche verranno condotte considerando la combinazione delle azioni eccezionale allo SLU, sia al livello di massimo invaso sia a livelli intermedi (v. precedente § 4.1.1).

Le combinazioni di quote di invaso, a monte ed a valle, sono illustrate in Tabella 45. Il “Caso 1.a” ed il “Caso 1.b” simulano il riempimento della cassa di monte in occasione di un evento di piena; il “Caso 2” simula il vuotamento della cassa di monte ma non di quella di valle, in cui l’invaso viene mantenuto a quota 142,00 m s.m., corrispondente al ciglio del manufatto di sfioro della vasca di valle (situazione eccezionale, che si potrebbe verificare tenendo chiusa la restituzione della vasca di valle ed aprendo le luci di fondo del Manufatto A).

Tabella 45 – Quote idriche a monte ed a valle del manufatto considerate nelle verifiche

	Quota acqua a monte (H_m) [m s.m.]	Quota acqua a valle (H_v) [m s.m.]
Caso 1.a	144,90	variabile da 131,50 a 140,37
Caso 1.b	145,70	140,37 e 143,70
Caso 2	variabile da 143,70 a 132,50	142,00

Inoltre, data la presenza del terreno a quote squilibrate a monte ed a valle, per la sezione in esame risulta significativo e dimensionante anche il caso di combinazione sismica a serbatoio vuoto. I parametri sismici sono quelli all'SLC, per cui si ha:

- $a_{max} = 0,292$ g (accelerazione orizzontale massima attesa al sito)
- $a_{vmax} = 0,174$ g (accelerazione verticale massima attesa al sito)

Per le verifiche che seguono, la combinazione delle azioni sismiche orizzontali (E_x) e verticali (E_z) di gran lunga più gravosa è:

$$1,00 E_x - 0,30 E_z$$

cioè la combinazione con sisma orizzontale predominante verso monte e sisma verticale verso l'alto.

4.5.3 Valori caratteristici delle azioni

L'area della sezione trasversale, al netto della sezione del cunicolo, è pari a 138 m², pertanto il peso proprio è pari a 3.243 kN.

Il terreno sottostante la fondazione e compreso tra i due denti di monte e di valle, tra le quote 130.00 m s.m. e 128,50 m s.m., ha un'area di 8,7 m²; pertanto, il peso del terreno sotto la fondazione è pari a 165 kN.

La componente orizzontale della spinta idrostatica sul paramento di monte viene calcolata considerando il carico pari ad ($H_m - 128,50$) m, dove H_m è la quota di invaso considerata. La componente orizzontale della spinta idrostatica di valle viene calcolata in modo del tutto analogo considerando il carico ($H_v - 128,50$) m, essendo H_v la quota idraulica a valle dell'opera.

La componente verticale della spinta idrostatica sui paramenti di monte e di valle corrisponde al peso dell'acqua sovrastante la struttura in calcestruzzo.

La sottopressione varia linearmente tra H_m a monte ed H_v a valle e viene abbattuta lungo la linea dei drenaggi (3,35 m dall'estremo di monte) al valore $H_v + 0,35(H_m - H_v)$.

Il terreno presente a monte ed a valle dell'opera trasmette alla struttura una forza verticale, pari al peso del terreno gravante sui paramenti, ed una spinta orizzontale; per il calcolo di quest'ultima, il terreno viene cautelativamente assunto in condizioni di spinta attiva sia a monte che a valle, con i seguenti coefficienti di spinta:

- per il terreno sotto quota 132,50 m s.m. ($\phi'_d = 22,2^\circ$): $K_a = 0,331$
- per il terreno sopra quota 132,50 m s.m. ($\phi'_d = 30,2^\circ$): $K_a = 0,452$

Il peso di volume del terreno, per il calcolo delle componenti verticali ed orizzontali della spinta sul manufatto, è assunto pari a $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$ per la quotaparte di terreno al disopra del livello dell'acqua e pari a $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$ per quella immersa.

E titolo di esempio, si riporta il calcolo della spinta attiva del terreno di valle con invaso a valle a quota $H_v = 135,00 \text{ m s.m.}$:

- tra quota 142,50 m s.m. e 135,00 m s.m.

$$\sigma_{sup} = 0; \sigma_{inf} = 0,452 \times 19 \text{ kN/m}^3 \times (142,50 - 135,00) \text{ m} = 64 \text{ kN/m}^2$$

$$S_1 = 0,5 \times 64 \text{ kN/m}^2 \times (142,50 - 135,00) \text{ m} = 240 \text{ kN/m}$$

- tra quota 135,00 m s.m. e 132,50 m s.m.

$$\sigma_{sup} = 64 \text{ kN/m}^2; \sigma_{inf} = 64 \text{ kN/m}^2 + 0,452 \times 9 \text{ kN/m}^3 \times (135,00 - 132,50) \text{ m} = 74 \text{ kN/m}^2$$

$$S_2 = 0,5 \times (64 + 74) \text{ kN/m}^2 \times (135,00 - 132,50) \text{ m} = 173 \text{ kN/m}$$

- tra quota 132,50 m s.m. e 128,50 m s.m.

$$\sigma_{sup} = 74 \text{ kN/m}^2; \sigma_{inf} = 84 \text{ kN/m}^2 + 0,331 \times 9 \text{ kN/m}^3 \times (132,50 - 128,50) \text{ m} = 85 \text{ kN/m}^2$$

$$S_3 = 0,5 \times (74 + 85) \text{ kN/m}^2 \times (132,50 - 128,50) \text{ m} = 318 \text{ kN/m}$$

- totale spinta: $S_{tot} = 240 + 173 + 318 = 731 \text{ kN/m}^2$

L'azione sismica orizzontale sulla struttura è calcolata con il metodo pseudo-statico, calcolando il prodotto della sua massa per l'accelerazione orizzontale massima al sito.

La spinta attiva terreno in condizioni sismiche (spinta statica+sismica) viene calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe:

$$S_{AE} = \frac{1}{2} \times \gamma \times (1 - a_{vmax}) \times K_{aE} \times H^2$$

dove i coefficienti di spinta attiva sono:

- per il terreno sotto quota 132,50 m s.m. ($\varnothing'_d = 22,2^\circ$): $K_{aE} = 0,503$
- per il terreno sopra quota 132,50 m s.m. ($\varnothing'_d = 30,2^\circ$): $K_{aE} = 0,667$

Per il calcolo della spinta passiva si procede in modo analogo, con i coefficienti di spinta seguenti:

- per il terreno sotto quota 132,50 m s.m. ($\varnothing'_d = 22,2^\circ$): $K_{pE} = 3,970$
- per il terreno sopra quota 132,50 m s.m. ($\varnothing'_d = 30,2^\circ$): $K_{pE} = 2,239$

In condizioni sismiche (con sisma diretto, come detto, da valle verso monte) si considera:

- il terreno di valle in condizioni di spinta attiva;
- il terreno di monte in condizioni di spinta passiva, tenendo conto nelle verifiche di una aliquota pari al 50% di tale spinta, come da § 6.5.3.1.1 delle NTC. In corrispondenza della sezione X-X non è ipotizzabile uno scalzamento del rilevato. Inoltre, per quanto riguarda i possibili spostamenti, come da annesso C table c.2 eurocode 1997-1, nel caso di traslazione rigida del muro il 50% della spinta passiva si mobilita nel caso di terreni incoerenti addensati (il terreno in quella zona verrà prima scavato, poi riportato e costipato adeguatamente) con spostamenti v con rapporto v/h e con h altezza del muro immerso pari a 6 m circa, compresi tra lo 0.5 e l'1 %. Si tratta quindi di spostamenti dell'ordine di 3-6 cm che si possono ritenere ammissibili.

L'azione sismica verticale è calcolata moltiplicando la massa per l'accelerazione massima verticale. Questa azione è applicata alla struttura, al volume di terreno sottostante preso in conto nei calcoli ed al peso del terreno sui paramenti.

In Tabella 46 si riassumono i valori caratteristici delle azioni. Le verifiche sono condotte con la combinazione delle azioni "eccezionale" e pertanto le azioni vengono prese in conto nelle verifiche con i rispettivi valori caratteristici.

Tabella 46 – Valori caratteristici delle azioni in condizioni statiche

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kN]	Componente verticale spinta idrostatica monte [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica monte [kN]	Componente verticale spinta idrostatica valle [kN]	Componente orizzontale spinta idrostatica valle [kN]	Peso terreno sul paramento di monte [kN]	Spinta del terreno di monte [kN]	Peso terreno sul paramento di valle [kN]	Spinta del terreno di valle [kN]	Sottopressioni [kN]
Caso 1.a	144,90	131,50	3.408	381	1.319	0	44	38	67	428	805	884
		132,00				0	60			428	798	928
		133,00				7	99			420	780	1.014
		134,00				22	148			405	758	1.100
		135,00				37	207			390	731	1.186
		136,00				52	276			375	700	1.272
		137,00				66	354			360	665	1.358
		138,00				88	443			338	625	1.444
		139,00				118	541			308	581	1.530
		140,37				158	691			266	513	1.648
Caso 1.b	145,70	140,37	3.408	431	1.451	158	691	38	67	266	513	1.679
		143,70				274	1133			203	391	1.965
Caso 2	143,70	142,00	3.408	331	1133	206	894	38	67	218	421	1.743
	142,00			262	894			38	67	218		1.677
	141,00			224	766			38	67	218		1.615
	140,00			188	649			38	67	218		1.553
	139,00			155	541			38	67	218		1.491
	138,00			125	443			38	67	218		1.429
	137,00			96	354			38	67	218		1.367
	136,00			71	276			38	67	218		1.305
	135,00			47	207			38	67	218		1.243
	134,00			27	148			53	84	218		1.180
	133,00			8	99			72	103	218		1.118
	132,50			0	78			80	111	218		1.087

4.5.4 Verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento

In Tabella 47 sono riportate le risultanti delle forze normali al piano di scorrimento considerato (ΣN) e di quelle parallele ad esso (ΣT , positive se dirette da monte verso valle); è inoltre calcolato il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con

$\varnothing = \varnothing_d = 30,2^\circ$ e $c=0$. Siccome questo rapporto risulta sempre maggiore di $\gamma_R=1,15$, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento sono soddisfatte.

Tabella 47 – Verifiche a scorrimento

	H_m [m s.m.]	H_v [m s.m.]	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \phi + c L}{\Sigma T}$
Caso 1.a	144,90	131,50	3.371	537	3,65
		132,00	3.327	528	3,67
		133,00	3.240	507	3,72
		134,00	3.154	480	3,82
		135,00	3.068	448	3,99
		136,00	2.982	410	4,23
		137,00	2.895	367	4,59
		138,00	2.809	318	5,14
		139,00	2.723	264	6,00
		140,37	2.603	182	8,32
Caso 1.b	145,70	140,37	2.605	314	4,83
		143,70	2.372	-6	-
Caso 2	143,70	142,00	2.458	-115	12,44
	142,00		2.455	-354	4,04
	141,00		2.479	-482	2,99
	140,00		2.505	-599	2,43
	139,00		2.534	-707	2,09
	138,00		2.566	-805	1,86
	137,00		2.599	-894	1,69
	136,00		2.636	-972	1,58
	135,00		2.674	-1.041	1,50
	134,00		2.732	-1.083	1,47
	133,00		2.794	-1.113	1,46
	132,50		2.825	-1.126	1,46

4.5.5 Verifiche a serbatoio vuoto

I valori caratteristici delle azioni agenti in condizioni sismiche (all'SLC) a vuoto sono riportati in Tabella 48.

Tabella 48 - Valori caratteristici delle azioni dovute al sisma

	Peso proprio + Peso terreno sotto fondazione [kN]	Peso terreno sul paramento di monte [kN]	Peso terreno sul paramento di valle [kN]	Sisma orizzontale: Inerzia struttura e terreno sottostante [kN]	Sisma verticale: Inerzia struttura e terreno sottostante [kN]	Sisma verticale: peso terreno monte e valle [kN]	Spinta attiva in condizioni sismiche terreno di valle [kN]	50% spinta passiva in condizioni sismiche terreno di monte [kN]
Sisma	3.408	80	428	995	593	88	1.432	637

In Tabella 49 sono riportate la risultante delle forze normali al piano di scorrimento considerato (ΣN) e di quelle parallele ad esso (ΣT , positive se dirette da monte verso valle); è inoltre calcolato il rapporto $\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$, con $\varnothing = \varnothing_d = 30,2^\circ$ e $c=0$. Siccome questo rapporto risulta maggiore di $\gamma_R=1,15$, le verifiche nei confronti dello SLU di scorrimento in condizioni sismiche a vuoto sono soddisfatte.

Tabella 49 – Verifica a scorrimento in condizioni sismiche a vuoto

	ΣN [kN]	ΣT [kN]	$\frac{\Sigma N \tan \varnothing + c L}{\Sigma T}$
Sisma	3.712	-1.790	1,21

4.6 MANUFATTO 'C'

4.6.1 Geometria dell'opera

Il manufatto 'C' è uno sfioratore in calcestruzzo armato con conformazione planimetrica a U, costituito da tre luci sfioranti di circa 120 m di lunghezza complessiva, che convogliano le acque in un canale che le restituisce in una vasca di dissipazione, e quindi in alveo.

Il manufatto C è fondato tra le quote 123,70 m s.m. e 125,90 m s.m.; la quota dei cigli di sfioro è a 142,00 m s.m.

Il fondo del canale di raccolta delle acque ha quota decrescente verso valle da 132,57 m s.m. a 126,70 all'immissione nella vasca di dissipazione.

Nel manufatto C sono ricavate, alla base delle luci di sfioro laterali, due scatolari in calcestruzzo armato, con sezione interna 3,00 x 3,00 m, presidiati da paratoie piane.

In corrispondenza dello sbocco del canale di raccolta delle acque sfiorate nella vasca di dissipazione, il manufatto è sormontato da un ponte carrabile, avente un impalcato largo 6,70 m con piano stradale (quota del coronamento) a quota 145,50 m s.m.

Per la parte del manufatto a monte del coronamento dell'argine, è presente uno schermo di impermeabilizzazione in jet-grouting che corre al disotto dei muri perimetrali lungo tre lati del perimetro del manufatto.

4.6.2 Criteri generali per le verifiche del manufatto 'c'

Il manufatto presenterà giunti trasversali di costruzione, che verranno previsti ed analizzati in fase di progettazione esecutiva. Le successive verifiche, di livello definitivo, saranno pertanto impostate considerando la striscia di manufatto di larghezza unitaria. Esse saranno ripetute per tutte le sezioni significative dello stesso manufatto.

Come detto al precedente § 4.1.1 relativo ai manufatti 'A' e 'B', il serbatoio è vuoto durante il normale esercizio e si riempie solo in caso di piena (situazione eccezionale, v. § C.8 D.M. 26/6/2014). Quindi, i casi di carico significativi sono:

- caso statico in condizioni di piena Tr 200;
- caso statico in condizioni di piena Tr 1000;
- caso sismico a vuoto.

La spinta sui muri perimetrali del terreno laterale costituente l'argine è introdotta come una forza orizzontale distribuita, con incremento lineare con la profondità. Siccome si tratta di una struttura rigida, si considera uno stato di spinta a riposo e si assume quindi cautelativamente un coefficiente di spinta pari a $K_0 = 0,5$. Per il terreno si adotta un peso di volume saturo di 18 kN/m^3 ed un peso di volume efficace di 8 kN/m^3 .

I parametri per la costruzione degli spettri di risposta elastici, in accordo con gli studi del progetto preliminare della cassa di espansione sul T. Baganza, sono riportati in Tabella 50.

Tabella 50 – Parametri per la costruzione degli spettri elastici

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0,092	2,453	0,269
SLD	201	0,112	2,460	0,274
SLV	1898	0,237	2,501	0,298
SLC	2475	0,255	2,512	0,301

Le analisi di risposta sismica locale del progetto preliminare prevedono un incremento dell'accelerazione massima su suolo rigido di riferimento per effetto dell'amplificazione stratigrafica pari a 1,39, quindi con un'accelerazione massima attesa in superficie allo SLV pari a $0,237 \times 1,39 = 0,33g$.

La spinta sismica sulla struttura verrà valutata con metodo pseudo-statico, moltiplicando le forze di gravità per il coefficiente sismico pari a 0,33g.

Per il calcolo della sovraspinta sismica del terreno laterale costituente l'argine si adotta la teoria di Wood (1973), che corrisponde al caso statico in cui il terreno si trova in situazione di spinta prossima a quella a riposo. La risultante della sovraspinta sismica del terreno sulla parete è quindi calcolata con la relazione:

$$\Delta P = (a_g / g) \times S \times \gamma \times H^2$$

dove $(a_g / g) \times S = 0,33$, γ è il peso di volume del terreno e H è l'altezza della parete laterale su cui grava il terreno.

Nei calcoli in condizioni sismiche, non si introducono coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (come quelli indicati al § 7.11.6.2.1 della NTC) in quanto la struttura in esame è rigida e non può subire spostamenti relativi rispetto al terreno.

Nel seguito vengono illustrate, per le sezioni trasversali significative del manufatto:

- le verifiche di resistenza a pressoflessione ed a taglio della sezione di calcestruzzo armato più sollecitata, che risulta essere quella alla base dei muri perimetrali.
- la verifica di stabilità globale al sollevamento delle sezioni trasversali del manufatto.

4.6.3 Verifica sezione 1a

La sezione in esame presenta la geometria trasversale riportata in Figura 6.

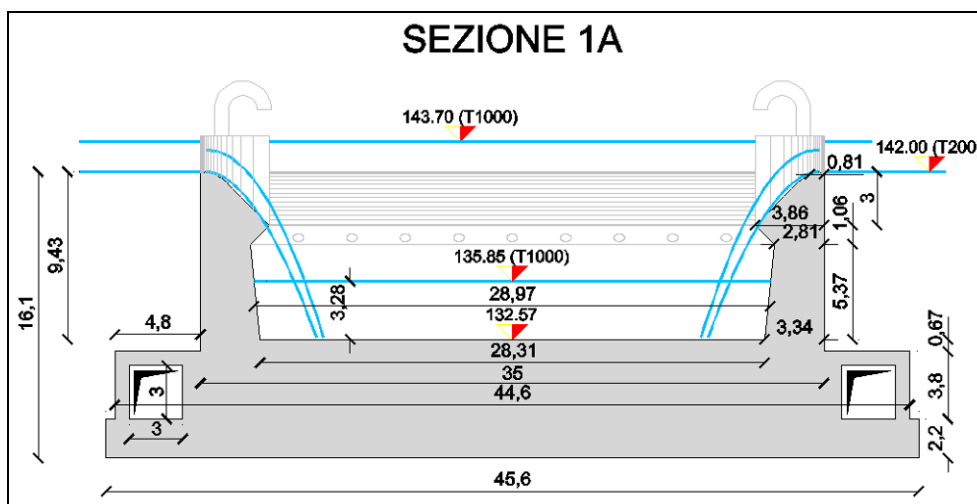


Figura 6 – Sezione 1A

In questa sezione non è presente lateralmente il terreno costituente il rilevato arginale. Le verifiche saranno condotte esclusivamente in condizione statica (ovvero escludendo la contemporaneità di spinte sismiche) considerando il 100% della spinta idrostatica. Le condizioni di carico terranno conto delle quote dell'acqua del bacino nei due casi di tempo di ritorno pari a 200 anni e 1000 anni. In sintesi:

Caso 1)

- T = 200 anni: 100% Spinta idrostatica acqua con quota battente a 142,0 metri; quota acqua sul fondo manufatto pari a 132,57 metri (con altezza acqua pari a 0,0 metri);
- Sisma assente.

Caso 2)

- T = 1000 anni: 100% Spinta idrostatica acqua con quota battente a 143,70 metri; quota acqua sul fondo manufatto pari a 135,85 metri (con altezza acqua pari a 3,28 metri);
- Sisma assente.

Si omette il caso sismico a vuoto in quanto non significativo nella sezione in esame, non essendo presente il rilevato arginale a tergo dei muri laterali.

Le verifiche di resistenza della sezione di base delle pareti laterali valgono anche per la sezione di base del muro di testa del manufatto C (trasversale all'asse del manufatto), che presenta geometria e carichi del tutto simili.

Le verifiche di resistenza delle pareti saranno condotte esclusivamente nella condizione di carico che, tra le due indicate, massimizza momento e taglio alla base della parete, ovvero all'incastro tra parete e soglia di base.

4.6.3.1. Verifica delle pareti

Lo schema di calcolo delle pareti del manufatto in corrispondenza della sezione in oggetto, assunto con modello di asta incastrata alla base, è di seguito indicato in Figura 7 e vale per la striscia di larghezza pari a 100,0 cm:

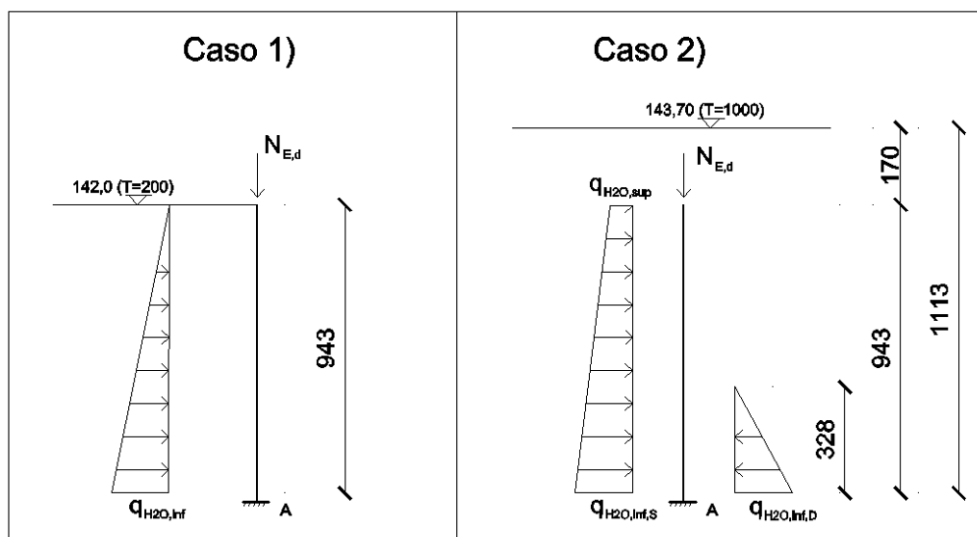


Figura 7 - Schemi di calcolo

Nella sezione in esame non è presente terrapieno dovuto al profilo dell'argine. Pertanto, la spinta sulle pareti del manufatto è determinata esclusivamente dall'acqua. Si hanno:

Caso 1) Spinta idrostatica: $q_{H2O,inf} = \gamma_{H2O} \times 9,43 = 10,0 \times 9,43 = 94,30 \text{ kN/m};$

Caso 2) Spinta idrostatica: $q_{H2O,sup} = \gamma_{H2O} \times 1,70 = 10,0 \times 1,70 = 17,0 \text{ kN/m};$

$$q_{H2O,inf,S} = \gamma_{H2O} \times (1,70 + 9,43) = 10,0 \times 11,13 = 111,30 \text{ kN/m};$$

$$q_{H2O,inf,D} = \gamma_{H2O} \times 3,28 = 10,0 \times 3,28 = 32,80 \text{ kN/m}.$$

Verifica a flessione retta allo SLE

In condizione statica si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione. Si ottiene:

caso 1)

$$N = P_{\text{PARETE}} = 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,34 + 2,81}{2} \right) \cdot 5,37 + \left(\frac{2,81 + 3,86}{2} \right) \cdot 1,06 + \left(\frac{3,86 + 0,81}{2} \right) \cdot 3,0 \right] = 676,32 \text{ kN}$$

$$M = \frac{1}{6} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf}} \cdot L^2 = \frac{1}{6} \cdot 94,30 \cdot 9,43^2 = 1.397,60 \text{ kNm}$$

caso 2)

$$N = P_{\text{PARETE}} = 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,34 + 2,81}{2} \right) \cdot 5,37 + \left(\frac{2,81 + 3,86}{2} \right) \cdot 1,06 + \left(\frac{3,86 + 0,81}{2} \right) \cdot 3,0 \right] = 676,32 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M &= \frac{1}{2} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{sup}} \cdot L^2 + \frac{(q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf},\text{S}} - q_{\text{H}_2\text{O},\text{sup}}) \cdot L^2}{6} - \frac{1}{6} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf},\text{D}} \cdot L_1^2 = \\ &= \frac{1}{2} \cdot 17,0 \cdot 9,43^2 + \frac{(111,30 - 17,0) \cdot 9,43^2}{6} - \frac{1}{6} \cdot 32,80 \cdot 3,28^2 = 2.094,65 \text{ kNm} \end{aligned}$$

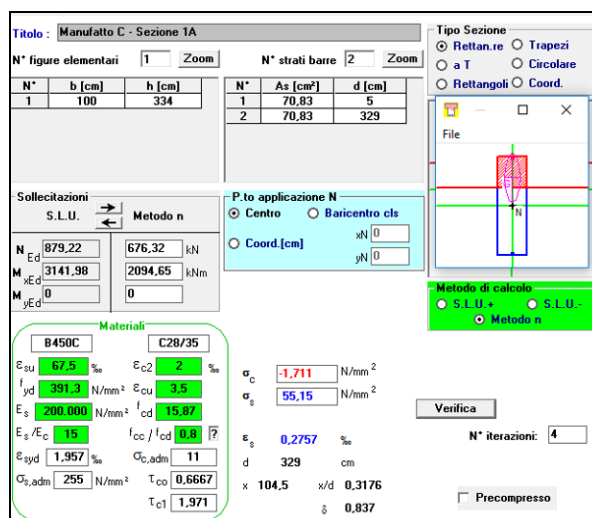
Il caso più sfavorevole in verifica, pertanto, è il secondo.

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 334 cm;

Armatura lato bacino tesa: As = 2 Ø 26/15"

Armatura lato vasca compressa: A's = 2 Ø 26/15"



Manufatto C - Sezione 1A

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	334	1	70,83	5
			2	70,83	329

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N: 879,22 676,32 kN
 M_{Ed}: 3141,98 2094,65 kNm
 M₀: 0
 M_{yEd}: 0

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

Materiali
 B450C C28/35
 E_{su}: 67,5 % E_{c2}: 2 %
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 %
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15,87
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,957 % C_{c,adm}: 11
 C_{c,adm}: 255 N/mm² T_{co}: 0,6667
 T_{c1}: 1,971

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

Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

σ_c: -1,711 N/mm²
 σ_s: 55,15 N/mm²
 ε_s: 0,2757 %
 d: 329 cm
 x: 104,5 x/d: 0,3176
 δ: 0,837

Figura 8 – Verifica sezione in SLE

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha:

- Combinazione Rara: $\sigma_c = 1,71 \text{ MPa} < 16,80 \text{ MPa}$;
- Combinazione Rara: $\sigma_f = 55,15 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360,0 \text{ MPa}$;

Pertanto le verifiche in combinazione Stato limite di Esercizio risultano pienamente soddisfatte.

Considerato che il tasso di lavoro a compressione del calcestruzzo è basso ($\sigma_c = 1,71 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck}$), si tralasciano le verifiche secondo la combinazione quasi permanente dello SLE risultando esse, ovviamente, soddisfatte.

Verifica a flessione retta allo SLU

In condizione statica si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione.

Si ottiene, per il caso 2) più gravoso:

$$N = P_{\text{PARETE}} = 1,3 \cdot 676,32 = 879,22 \text{ kN}$$

$$M = M_{\text{SLE}} \cdot 1,5 = 2.094,65 \cdot 1,5 = 3.141,98 \text{ kNm}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 334 cm;

Armatura lato bacino tesa: As = 2 Ø 26/15"

Armatura lato vasca compressa: A's = 2 Ø 26/15"

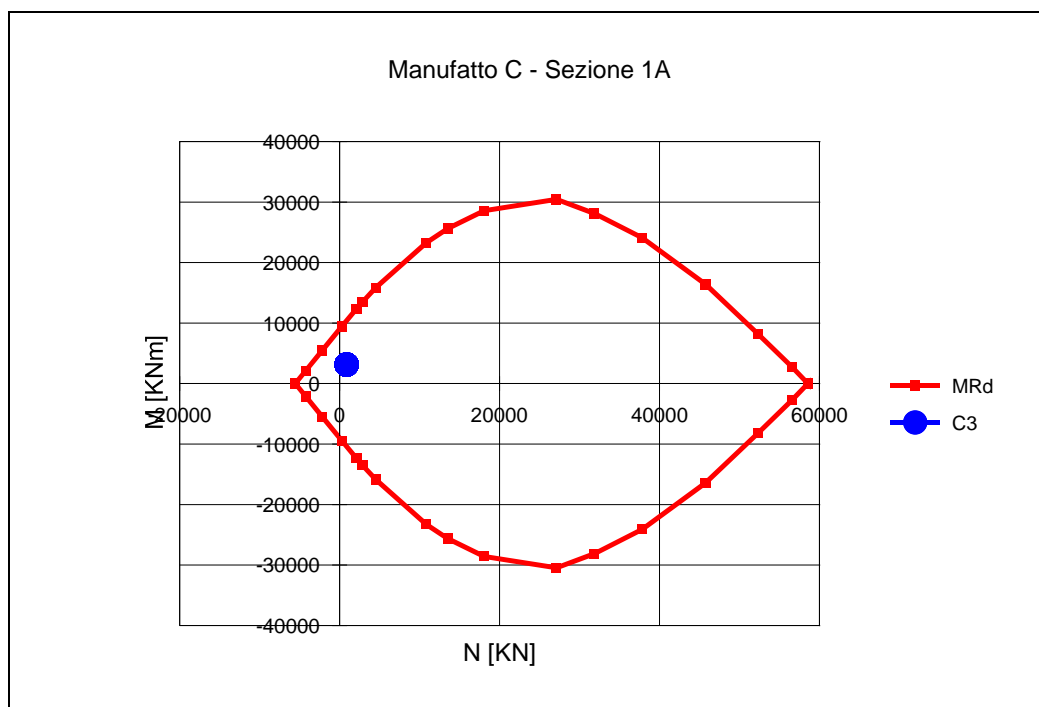


Figura 9 – Verifica sezione in SLU

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha che le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio M-N resistente. Pertanto la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio allo SLU

Si considera la verifica nella condizione più gravosa dello SLU statico.

Il taglio massimo dovuto ai carichi totali, vale:

caso 2)

$$V_{Ed} = \left[\frac{(q_{H2O,inf,S} + q_{H2O,sup}) \cdot L}{2} - \frac{q_{H2O,inf,D} \cdot L_1}{2} \right] \cdot 1,5 = \left[\frac{(111,3 + 17,0) \cdot 9,43}{2} - \frac{32,8 \cdot 3,28}{2} \right] \cdot 1,5 = 826,7 \text{ kN}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

$B = 100 \text{ cm}$; $H = 334 \text{ cm}$; non sono previste armature specifiche al taglio.

Deve risultare, per elementi non armati a taglio (§ 4.1.2.1.3.1. N.T.C. 2008)

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Che, con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,247 \leq 2;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,247^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,267 \text{ MPa}$$

$d = \text{altezza utile sezione in mm} = 3290 \text{ mm}$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{7083}{1000 \cdot 3290} = 0,00215 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{879.217,0}{1000 \cdot 3290} = 0,267 \text{ MPa nel caso in esame;}$$

$b_w = \text{larghezza minima della sezione} = 1000,0 \text{ mm};$

risulta:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot 1,247 \cdot (100 \cdot 0,00215 \cdot 30)^{1/3}}{1,5} + 0,15 \cdot 0,267 \right\} \cdot 10^3 \cdot 3290 \geq (0,267 + 0,15 \cdot 0,267) \cdot 10^3 \cdot 3290$$

Ovvero:

$$V_{Rd} = 1.048.392,0 \text{ N} \geq 1.009.677,0 \text{ N}$$

E quindi, in definitiva: $V_{Ed} < V_{Rd}$ Verifica soddisfatta.

Alle estremità deve anche risultare che le armature tese devono essere in grado di assorbire uno sforzo pari allo sforzo di taglio sull'appoggio, ovvero:

$$\sigma_{V,s} = \frac{V_{Ed}}{A_{sl}} = \frac{826.700,0}{7083,0} = 116,7 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360,0 \text{ MPa}$$

Anche questa verifica risulta soddisfatta.

4.6.3.2. Verifica al sollevamento

Il manufatto in esame risulta, nella sezione oggetto di verifica, totalmente immerso. È, pertanto, necessario escludere il fenomeno del sollevamento.

Per tutte le sezioni sulle quali si effettua questa verifica, le azioni che determinano il sollevamento e quelle che lo contrastano saranno valutate con coefficiente moltiplicativo pari all'unità. Questa scelta è dovuta al fatto che le vasche si riempiono solo in caso di piena determinando una condizione di carico del tipo eccezionale, con riferimento al D.M. 26/6/2014 ed ai sensi §2.5.3 delle N.T.C. 2008.

A tal fine si calcolano la spinta di Archimede (diretta dal basso verso l'alto) nei due casi descritti nel precedente § 4.6.3 da confrontare con il peso proprio del manufatto.

Caso 1)

$$S_{\text{ARCHIMEDE}} = V_{\text{IMMERSO}} \cdot \gamma_W = (35,0 \cdot (9,43 + 0,67) + 44,6 \cdot 3,8 + 45,6 \cdot 2,2) \cdot 10,0 = 6.233,0 \text{ kN}$$

Caso 2)

$$S_{\text{ARCHIMEDE}} = V_{\text{IMMERSO}} \cdot \gamma_W = \left(35,0 \cdot (9,43 + 0,67 + 1,7) + 44,6 \cdot 3,8 + 45,6 \cdot 2,2 - \frac{(28,31 + 28,97)}{2} \cdot 3,28 \right) \cdot 10,0 = 5.888,6 \text{ kN}$$

Il peso del manufatto nella sezione in verifica vale:

$$P_{\text{MANUFATTO,S1}} = 2 \cdot 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,34 + 2,81}{2} \right) \cdot 5,37 + \left(\frac{2,81 + 3,86}{2} \right) \cdot 1,06 + \left(\frac{3,86 + 0,81}{2} \right) \cdot 3,0 \right] + (35,0 \cdot 0,67 + 44,6 \cdot 3,8 + 45,6 \cdot 2,2 - 2 \cdot 3,0 \cdot 3,0) \cdot 25 = 8.233,89 \text{ kN}$$

Si ha che:

$$P_{\text{MANUFATTO,S1}} > S_{\text{ARCHIMEDE}}$$

Pertanto, nella sezione in oggetto non si ha fenomeno di sollevamento dovuto alle sottospinte.

Le verifiche risultano comunque soddisfatte anche applicando i coefficienti delle NTC (pari a 0,9 per i carichi favorevoli ed a 1,1 per quelli sfavorevoli permanenti ed accidentali compiutamente definiti, come l'idrostatico) come dettagliato in Tabella 51, dove V_{inst} sono le azioni instabilizzanti e G_{stb} quelle stabilizzanti.

Tabella 51 – Verifica al sollevamento con i coefficienti delle NTC

Caso	$V_{\text{inst,k}}$	$G_{\text{stb,k}}$	$V_{\text{inst,d}}$	$G_{\text{stb,d}}$	Verifica
1	6233	8234	6856	7411	$G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}}$
2	5889	8234	6477	7411	$G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}}$

4.6.4 Verifica sezione 2

La sezione in esame presenta la geometria trasversale riportata in Figura 10.

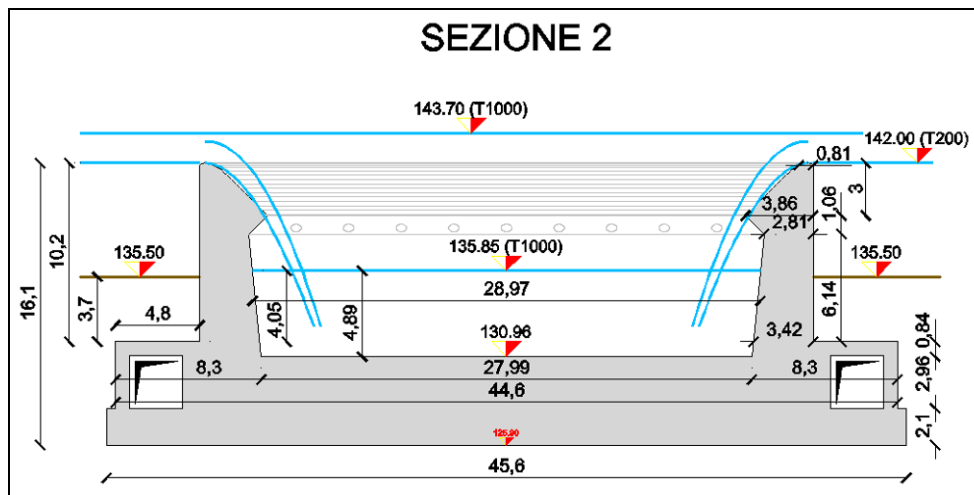


Figura 10 – Sezione 2

Le verifiche saranno condotte esclusivamente in condizione statica (ovvero escludendo la contemporaneità di spinte sismiche) considerando il 100% della spinta idrostatica e la spinta determinata dalla terra del terrapieno dell'argine, con coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0,5$ e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$. Le condizioni di carico terranno altresì conto delle quote dell'acqua del bacino nei due casi di tempo di ritorno pari a 200 anni e 1000 anni. In sintesi:

Caso 1)

- T = 200 anni: 100% Spinta idrostatica acqua con quota battente a 142,0 metri; quota acqua sul fondo manufatto pari a 130,96 metri (con altezza acqua pari a 0,0 metri);
- Sisma assente;
- Spinta terrapieno alla quota 135,50 m in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$.

Caso 2)

- T = 1000 anni: 100% Spinta idrostatica acqua con quota battente a 143,70 metri; quota acqua sul fondo manufatto pari a 135,85 metri (con altezza acqua pari a 4,89 metri);
- Sisma assente;
- Spinta terrapieno alla quota 135,50 m in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$.

Si omette il caso sismico a vuoto in quanto non significativo nella sezione in esame, data la modesta altezza del rilevato arginale a tergo dei muri laterali.

Le verifiche di resistenza delle pareti saranno condotte esclusivamente nella condizione di carico che, tra le due indicate, massimizza momento e taglio alla base della parete, ovvero all'incastro tra parete e soglia di base.

4.6.4.1. Verifica delle pareti

Lo schema di calcolo delle pareti del manufatto in corrispondenza della sezione in oggetto, assunto con modello di asta incastrata alla base, è indicato in Figura 11 e vale per la striscia di larghezza pari a 100,0 cm:

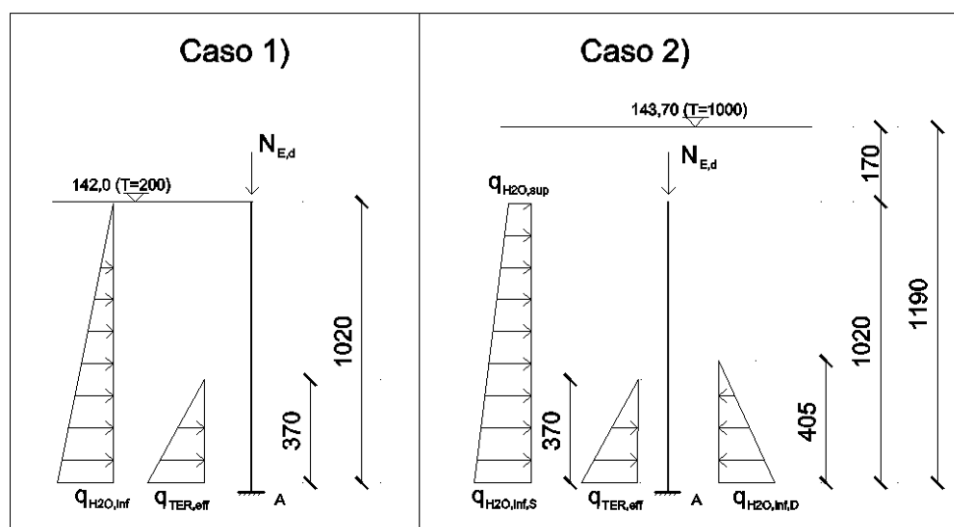


Figura 11 - Schemi di calcolo

Nella sezione in esame è presente terrapieno dovuto al profilo dell'argine. Pertanto, la spinta sulle pareti del manufatto è determinata sia dall'acqua che da quest'ultimo. Si hanno:

Caso 1) Spinta idrostatica: $q_{H2O,inf} = \gamma_{H2O} \times 10,20 = 10,0 \times 10,20 = 102,0 \text{ kN/m};$

Spinta terrapieno argine: $q_{TER,eff} = \gamma'_T \times 3,70 \times k_0 = 8,0 \times 3,70 \times 0,5 = 14,80 \text{ kN/m};$

Caso 2) Spinta idrostatica: $q_{H2O,sup} = \gamma_{H2O} \times 1,70 = 10,0 \times 1,70 = 17,0 \text{ kN/m};$

$$q_{H2O,inf,S} = \gamma_{H2O} \times (1,70 + 10,20) = 10,0 \times 11,90 = 119,0 \text{ kN/m};$$

$$q_{H2O,inf,D} = \gamma_{H2O} \times 4,05 = 10,0 \times 4,05 = 40,50 \text{ kN/m}.$$

Spinta terrapieno argine: $q_{TER,eff} = \gamma'_T \times 3,70 \times k_0 = 8,0 \times 3,70 \times 0,5 = 14,80 \text{ kN/m};$

Verifica a flessione retta allo SLE

In condizione statica si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione. Si ottiene:

caso 1)

$$N = P_{\text{PARETE}} = 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,42 + 2,81}{2} \right) \cdot 6,14 + \left(\frac{2,81 + 3,86}{2} \right) \cdot 1,06 + \left(\frac{3,86 + 0,81}{2} \right) \cdot 3,0 \right] = 741,66 \text{ kN}$$

$$M = \frac{1}{6} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf}} \cdot L^2 + \frac{1}{6} \cdot q_{\text{TER},\text{eff}} \cdot L_1^2 = \frac{1}{6} \cdot 102,0 \cdot 10,20^2 + \frac{1}{6} \cdot 14,80 \cdot 3,70^2 = 1.802,45 \text{ kNm}$$

caso 2)

$$N = P_{\text{PARETE}} = 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,42 + 2,81}{2} \right) \cdot 6,14 + \left(\frac{2,81 + 3,86}{2} \right) \cdot 1,06 + \left(\frac{3,86 + 0,81}{2} \right) \cdot 3,0 \right] = 741,66 \text{ kN}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{sup}} \cdot L^2 + \frac{(q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf},\text{S}} - q_{\text{H}_2\text{O},\text{sup}}) \cdot L^2}{6} + \frac{1}{6} \cdot q_{\text{TER},\text{eff}} \cdot L_1^2 - \frac{1}{6} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf},\text{D}} \cdot L_2^2 =$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 17,0 \cdot 10,20^2 + \frac{(119,0 - 17,0) \cdot 10,20^2}{6} + \frac{1}{6} \cdot 14,80 \cdot 3,70^2 - \frac{1}{6} \cdot 40,50 \cdot 4,05^2 = 2.508,53 \text{ kNm}$$

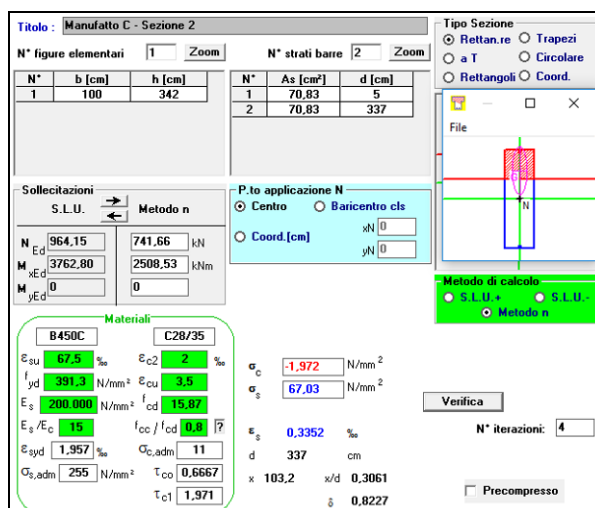
Il caso più sfavorevole in verifica, pertanto, è il secondo.

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 342 cm;

Armatura lato bacino tesa: As = 2 Ø 26/15"

Armatura lato vasca compressa: A's = 2 Ø 26/15"



Manufatto C - Sezione 2

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	342

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70,83	5
2	70,83	337

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N: 964,15 741,66 kN
 M: 3762,80 2508,53 kNm
 xEd: 0 yEd: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C C28/35

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 15,87
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6667
 τ_{c1} : 1,971

σ_c : -1,972 N/mm²
 σ_s : 67,03 N/mm²

ϵ_s : 0,3352 ‰
 d: 337 cm
 x: 103,2 x/d: 0,3061
 δ : 0,8227

Verifica N° iterazioni: 4

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U. Metodo n

Precompresso

Figura 12 – Verifica sezione in SLE

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha:

- Combinazione Rara: $\sigma_c = 1,97 \text{ MPa} < 16,80 \text{ MPa}$;
- Combinazione Rara: $\sigma_f = 67,03 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360,0 \text{ MPa}$;

Pertanto le verifiche in combinazione Stato limite di Esercizio risultano pienamente soddisfatte.

Considerato che il tasso di lavoro a compressione del calcestruzzo è basso ($\sigma_c = 1,97 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck}$), si tralasciano le verifiche secondo la combinazione quasi permanente dello SLE risultando esse, ovviamente, soddisfatte.

Verifica a flessione retta allo SLU

In condizione statica si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione.

Si ottiene, per il caso 2) più gravoso:

$$N = P_{\text{PARETE}} \cdot 1,3 = 1,3 \cdot 741,66 = 964,15 \text{ kN}$$

$$M = M_{\text{SLE}} \cdot 1,5 = 2.508,53 \cdot 1,5 = 3.762,80 \text{ kNm}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 342 cm;

Armatura lato bacino tesa: As = 2 Ø 26/15"

Armatura lato vasca compressa: A's = 2 Ø 26/15"

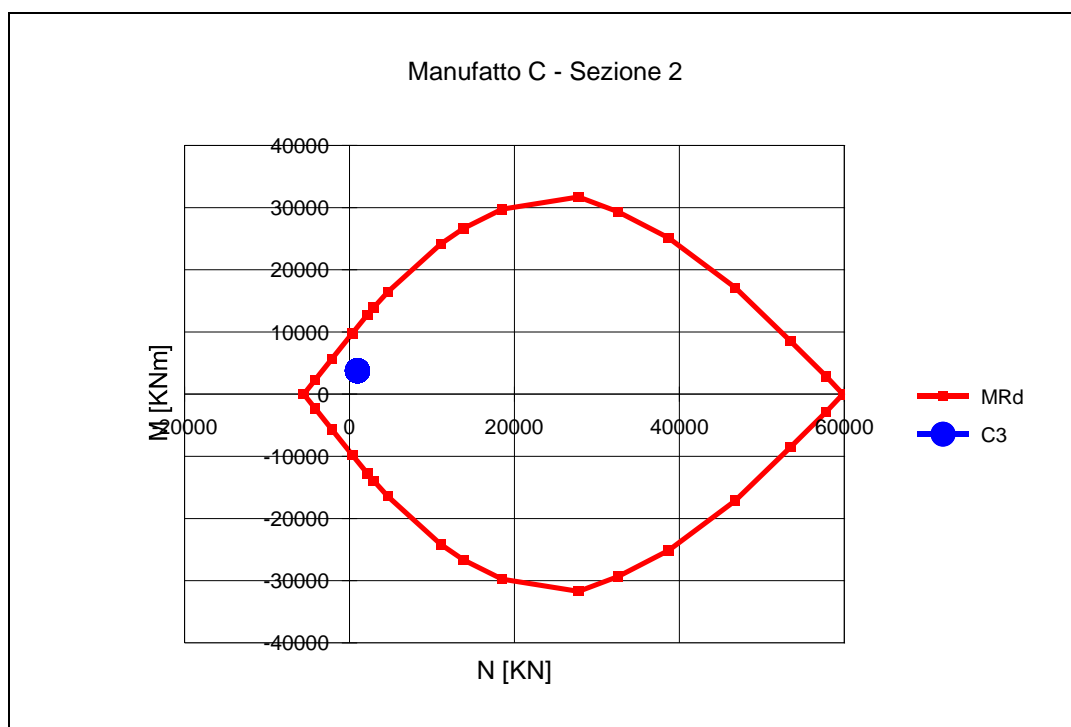


Figura 13 – Verifica sezione in SLU

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha che le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio M-N resistente. Pertanto la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio allo SLU

Si considera la verifica nella condizione più gravosa dello SLU statico.

Il taglio massimo dovuto ai carichi totali, vale:

caso 2)

$$\begin{aligned}
 V_{Ed} &= \left[\frac{(q_{H2O,inf,S} + q_{H2O,sup}) \cdot L}{2} + \frac{q_{TER,eff} \cdot L_1}{2} - \frac{q_{H2O,inf,D} \cdot L_2}{2} \right] \cdot 1,5 = \\
 &= \left[\frac{(119,0 + 17,0) \cdot 10,20}{2} + \frac{14,80 \cdot 3,70}{2} - \frac{40,5 \cdot 4,05}{2} \right] \cdot 1,5 = 958,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 342 cm; non sono previste armature specifiche al taglio.

Deve risultare, per elementi non armati a taglio (§ 4.1.2.1.3.1. N.T.C. 2008)

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Che, con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,244 \leq 2$$

d = altezza utile sezione in mm = 3370 mm

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,244^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{7083}{1000 \cdot 3370} = 0,00210 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{964.151,0}{1000 \cdot 3370} = 0,286 \text{ MPa nel caso in esame;}$$

b_w = larghezza minima della sezione = 1000,0 mm;

risulta:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot 1,244 \cdot (100 \cdot 0,00210 \cdot 30)^{1/3}}{1,5} + 0,15 \cdot 0,286 \right\} \cdot 10^3 \cdot 3370 \geq (0,266 + 0,15 \cdot 0,286) \cdot 10^3 \cdot 3370$$

Ovvero:

$$V_{Rd} = 1.073.730,0 \text{ N} \geq 1.040.578,0 \text{ N}$$

E quindi, in definitiva: $V_{Ed} < V_{Rd}$ Verifica soddisfatta.

Alle estremità deve anche risultare che le armature tese devono essere in grado di assorbire uno sforzo pari allo sforzo di taglio sull'appoggio, ovvero:

$$\sigma_{V,s} = \frac{V_{Ed}}{A_{sl}} = \frac{958.450,0}{7083,0} = 135,3 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360,0 \text{ MPa}$$

Anche questa verifica risulta soddisfatta.

4.6.4.2. Verifica al sollevamento

Il manufatto in esame risulta, nella sezione oggetto di verifica, totalmente immerso. È, pertanto, necessario escludere il fenomeno del sollevamento. Si considerano, pertanto, le sottospinte dovute al carico idraulico presente, tenendo in considerazione gli effetti della presenza lungo il bordo del manufatto, dei diaframmi di impermeabilizzazione.

Si assume l'ipotesi di una distribuzione uniforme delle pressioni lungo tutto il perimetro del manufatto a monte della Sezione 5, mentre lungo l'asse longitudinale dello stesso, sarà ipotizzata una diminuzione delle pressioni considerata con andamento lineare secondo quanto riportato in Figura 14.

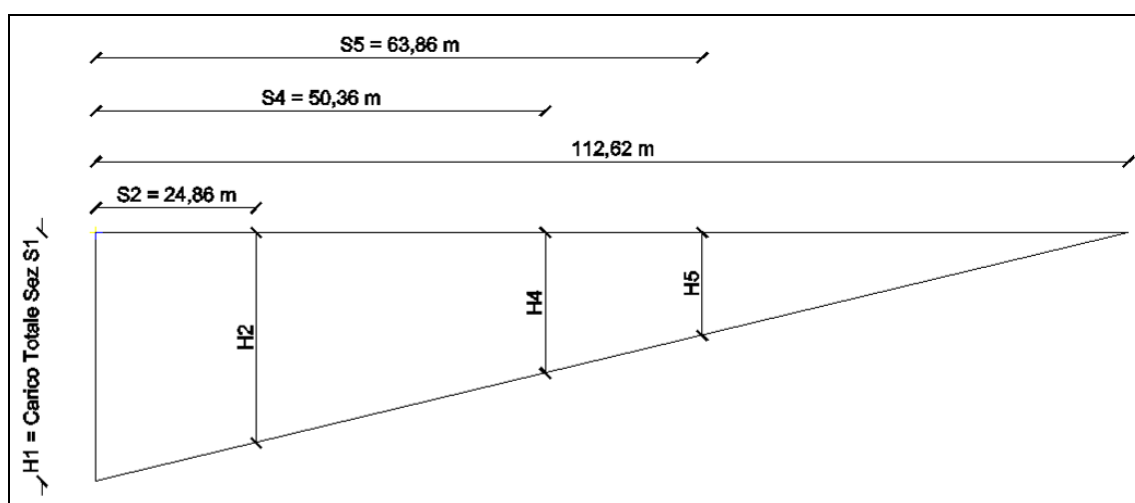


Figura 14 – Distribuzione sottopressioni in asse manufatto

Dove: Caso 1) $H_{L,1} = \text{Carico Totale Laterale} = \gamma_w \cdot H_{TOT,S2} = 10,0 \cdot 16,1 = 161,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Caso 2) $H_{L,2} = \text{Carico Totale Laterale} = \gamma_w \cdot H_{TOT,S2} = 10,0 \cdot 17,8 = 178,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Le sottopressioni nella sezione 2 in verifica assumono, pertanto, l'andamento di Figura 15.

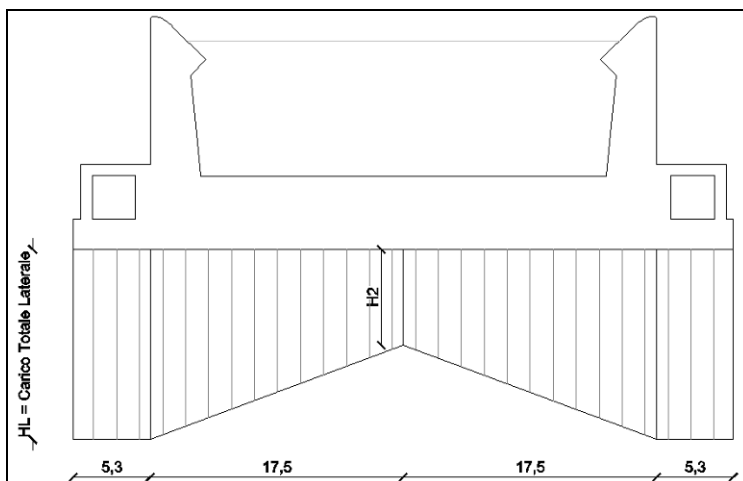


Figura 15 – Distribuzione sottopressioni nella i-esima sezione trasversale del manufatto

Dove: Caso 1) $H_{2,1} = \frac{\gamma_w \cdot H_{1,1}}{112,62} \cdot (112,62 - 24,86) = \frac{161,0}{112,62} \cdot 87,76 = 125,46 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Caso 2) $H_{2,2} = \frac{\gamma_w \cdot H_{1,2}}{112,62} \cdot (112,62 - 24,86) = \frac{178,0}{112,62} \cdot 87,76 = 138,71 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Per la striscia di un metro, quindi, la sottospinta vale:

Caso 1) $S_1 = 2 \cdot \left(H_{L,1} \cdot 5,3 + \frac{H_{L,1} + H_{2,1}}{2} \cdot 17,5 \right) = 2 \cdot \left(161,0 \cdot 5,3 + \frac{161,0 + 125,46}{2} \cdot 17,5 \right) = 6.719,65 \text{ kN}$

Caso 2) $S_2 = 2 \cdot \left(H_{L,2} \cdot 5,3 + \frac{H_{L,2} + H_{2,2}}{2} \cdot 17,5 \right) = 2 \cdot \left(178,0 \cdot 5,3 + \frac{178,0 + 138,71}{2} \cdot 17,5 \right) = 7.429,23 \text{ kN}$

Il peso del manufatto nella sezione in verifica vale (considerando il contributo di peso del terreno laterale e dell'acqua sopra i canali laterali di scarico):

$$P_{\text{MANUFATTO,S2,CASO1}} = 2 \cdot 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,42 + 2,81}{2} \right) \cdot 6,14 + \left(\frac{2,81 + 3,86}{2} \right) \cdot 1,06 + \left(\frac{3,86 + 0,81}{2} \right) \cdot 3,0 \right] + \\ + (2 \cdot 8,3 \cdot 0,84 + 44,6 \cdot 2,96 + 45,6 \cdot 2,1 - 2 \cdot 3,0 \cdot 3,0) \cdot 25 + 2 \cdot 8,0 \cdot 3,7 \cdot 4,8 + \\ + 2 \cdot 10 \cdot 4,8 \cdot 10,2 = 8.339,67 \text{ kN}$$

$$P_{\text{MANUFATTO,S2,CASO2}} = P_{\text{MANUFATTO,S2,CASO1}} + \frac{(27,99 + 28,97)}{2} \cdot 4,89 \cdot 10 = \\ = 8.339,67 + 1.392,67 = 9.732,34 \text{ kN}$$

In entrambi i casi si ha che:

$$P_{\text{MANUFATTO,S2}} > S_i$$

Pertanto, nella sezione in oggetto non si ha fenomeno di sollevamento dovuto alle sottospinte.

Le verifiche risultano comunque soddisfatte anche applicando i coefficienti delle NTC (pari a 0,9 per i carichi favorevoli ed a 1,1 per quelli sfavorevoli permanenti ed accidentali compiutamente definiti, come l'idrostatico) come dettagliato in Tabella 51, dove V_{inst} sono le azioni instabilizzanti e G_{stb} quelle stabilizzanti.

Tabella 52 – Verifica al sollevamento con i coefficienti delle NTC

Caso	$V_{inst,k}$	$G_{stb,k}$	$V_{inst,d}$	$G_{stb,d}$	Verifica
1	6720	8340	7392	7506	$G_{stb,d} > V_{inst,d}$
2	7429	9732	8172	8759	$G_{stb,d} > V_{inst,d}$

4.6.5 Verifica sezione 4

La sezione in esame presenta la geometria trasversale riportata in Figura 16.

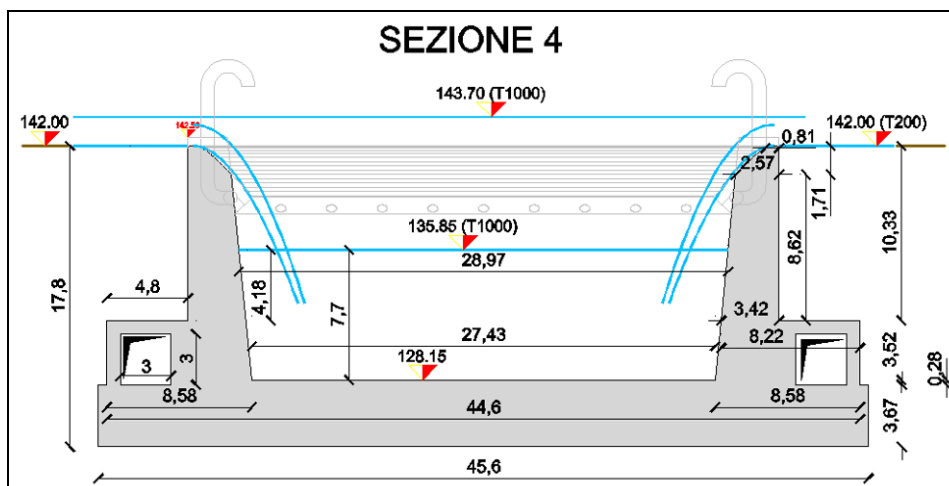


Figura 16 – Sezione 4

Le verifiche saranno condotte in primo luogo in condizione statica considerando il 100% della spinta idrostatica e la spinta determinata dalla terra del terrapieno dell'argine, con coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0,5$ e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$. Le condizioni di carico terranno altresì conto delle quote dell'acqua del bacino nei due casi di tempo di ritorno pari a 200 anni e 1000 anni (caso 1 e caso 2).

In secondo luogo (caso 3) si considera il caso sismico, con serbatoio vuoto. La spinta della terra sarà considerata con coefficiente di spinta a riposo e con peso specifico del terreno saturo pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$. Il sisma sulla massa strutturale e l'incremento sismico della spinta del terreno sono calcolati come illustrato al precedente § 4.6.2.

In sintesi:

Caso 1)

- T = 200 anni: 100% Spinta idrostatica acqua con quota battente a 142,0 metri; quota acqua sul fondo manufatto pari a 128,15 metri (con altezza acqua pari a 0,0 metri);
- Sisma assente;
- Spinta terrapieno alla quota 142,0 m in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$.

Caso 2)

- T = 1000 anni: 100% Spinta idrostatica acqua con quota battente a 143,70 metri; quota acqua sul fondo manufatto pari a 135,85 metri (con altezza acqua pari a 7,70 metri);
- Sisma assente;
- Spinta terrapieno alla quota 142,0 m con spinta a riposo k_0 e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$.

Caso 3)

- Invaso vuoto;
- Spinta terrapieno alla quota 142,0 m in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico del terreno saturo pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$ considerato in combinazione SLU di tipo sismico con $\gamma_{G1} = 1,0$ e $\gamma_{G2} = 1,0$ e $\gamma_I = 1,0$ (§2.5.3 N.T.C.);
- Sisma presente valutato con metodo di Wood per la sovraspinta del terrapieno e secondo §7.11.6.2 N.T.C. per quello dovuto alla massa del muro, considerando $\beta_m = 1$;

Le verifiche di resistenza delle pareti saranno condotte esclusivamente nella condizione di carico che, tra le tre indicate, massimizza momento e taglio alla base della parete, ovvero all'incastro tra parete e soglia di base.

4.6.5.1. Verifica delle pareti

Lo schema di calcolo delle pareti del manufatto in corrispondenza della sezione in oggetto, assunto con modello di asta incastrata alla base, è di seguito indicato in Figura 17 e vale per la striscia di larghezza pari a 100,0 cm:

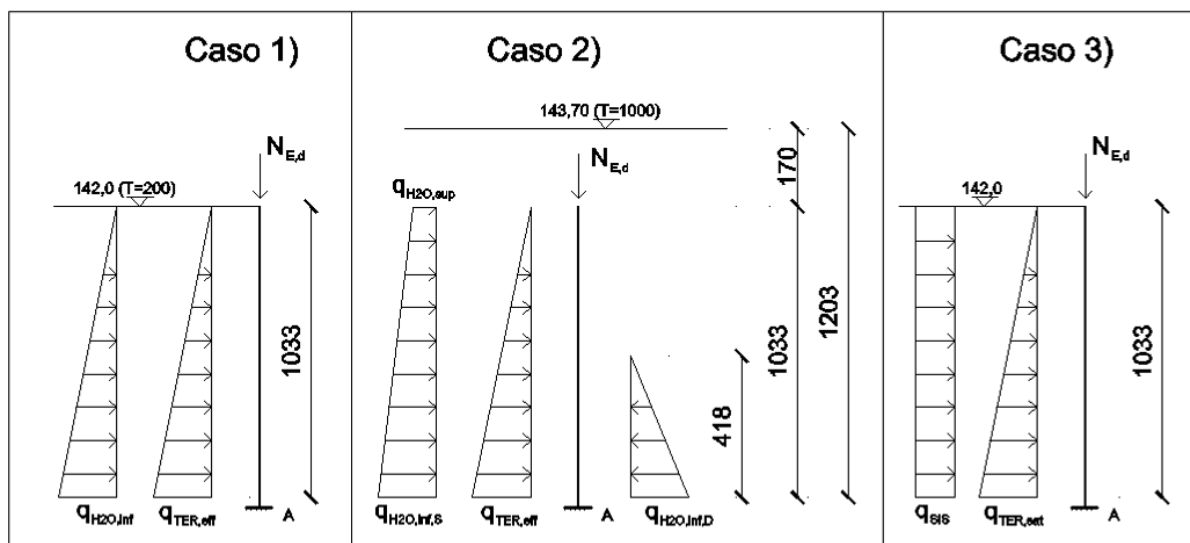


Figura 17 – Schemi di calcolo

Nella sezione in esame è presente terrapieno dovuto al profilo dell'argine. Pertanto, la spinta sulle pareti del manufatto è determinata sia dall'acqua che da quest'ultimo. Si hanno:

Caso 1) Spinta idrostatica:

$$q_{H2O,inf} = \gamma_{H2O} \times 10,33 = 10,0 \times 10,33 = 103,3 \text{ kN/m};$$

Spinta terrapieno argine:

$$q_{TER,eff} = \gamma'_T \times 10,33 \times k_0 = 8,0 \times 10,33 \times 0,5 = 41,32 \text{ kN/m};$$

Caso 2) Spinta idrostatica:

$$q_{H2O,sup} = \gamma_{H2O} \times 1,70 = 10,0 \times 1,70 = 17,0 \text{ kN/m};$$

$$q_{H2O,inf,S} = \gamma_{H2O} \times (1,70 + 10,33) = 10,0 \times 12,03 = 120,3 \text{ kN/m};$$

$$q_{H2O,inf,D} = \gamma_{H2O} \times 4,18 = 10,0 \times 4,18 = 41,80 \text{ kN/m}.$$

Spinta terrapieno argine:

$$q_{TER,eff} = \gamma'_T \times 10,33 \times k_0 = 8,0 \times 10,33 \times 0,5 = 41,32 \text{ kN/m};$$

Caso 3) Spinta terrapieno argine:

$$q_{TER,sat} = \gamma_{T,sat} \times 10,33 \times k_0 = 18,0 \times 10,33 \times 0,5 = 92,97 \text{ kN/m};$$

Spinta sismica (Wood):

$$q_{SIS,1} = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma_{T,sat} \cdot H = 0,237 \cdot 1,39 \cdot 18,0 \cdot 10,33 = 61,25 \text{ kN/m};$$

Spinta sismica (Muro):

$$q_{SIS,2} = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma_{CLS} \cdot \frac{A_{CLS}}{H} = 0,237 \cdot 1,39 \cdot 25,0 \cdot \frac{28,71}{10,33} = 22,89 \text{ kN/m};$$

$$\text{con } S = S_S \times S_T = 1,39 \times 1,0 = 1,39 \text{ e } a_g/g = 0,237 \text{ e } q_{SIS} = q_{SIS,1} + q_{SIS,2}.$$

Verifica a flessione retta allo SLE

In condizione statica (casi 1 e 2) si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione. Si ottiene:

caso 1)

$$N = P_{\text{PARETE}} = 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,42 + 2,57}{2} \right) \cdot 8,62 + \left(\frac{2,57 + 0,81}{2} \right) \cdot 1,71 \right] = 717,67 \text{ kN}$$

$$M = \frac{1}{6} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf}} \cdot L^2 + \frac{1}{6} \cdot q_{\text{TER},\text{eff}} \cdot L^2 = \frac{1}{6} \cdot 103,3 \cdot 10,33^2 + \frac{1}{6} \cdot 41,32 \cdot 10,33^2 = 2.572,04 \text{ kNm}$$

caso 2)

$$N = P_{\text{PARETE}} = 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,42 + 2,57}{2} \right) \cdot 8,62 + \left(\frac{2,57 + 0,81}{2} \right) \cdot 1,71 \right] = 717,67 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} M &= \frac{1}{2} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{sup}} \cdot L^2 + \frac{(q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf},\text{S}} - q_{\text{H}_2\text{O},\text{sup}}) \cdot L^2}{6} + \frac{1}{6} \cdot q_{\text{TER},\text{eff}} \cdot L^2 - \frac{1}{6} \cdot q_{\text{H}_2\text{O},\text{inf},\text{D}} \cdot L_1^2 = \\ &= \frac{1}{2} \cdot 17,0 \cdot 10,33^2 + \frac{(120,3 - 17,0) \cdot 10,33^2}{6} + \frac{1}{6} \cdot 41,32 \cdot 10,33^2 - \frac{1}{6} \cdot 41,80 \cdot 4,18^2 = 3.357,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Il caso più sfavorevole in verifica, pertanto, è il secondo.

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 342 cm; c_{asse-barra} > 5,0 cm;

Armatura lato bacino tesa: As = 2 Ø 26/15" (primo strato) + 2 Ø 26/15" (secondo strato, a 10 cm dal primo)

Armatura lato vasca compressa: A's = 2 Ø 26/15" (primo strato) + 2 Ø 26/15" (secondo strato, a 10 cm dal primo)

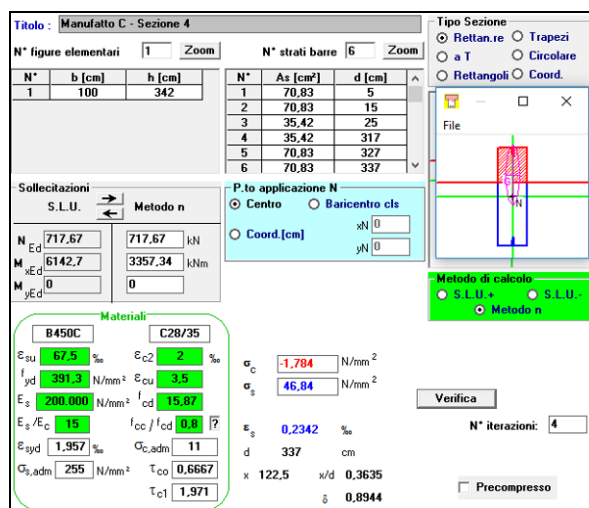


Figura 18 – verifica sezione in SLE

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha:

- Combinazione Rara: $\sigma_c = 1,78 \text{ MPa} < 16,80 \text{ MPa}$;
- Combinazione Rara: $\sigma_f = 46,84 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360,0 \text{ MPa}$;

Pertanto le verifiche in combinazione Stato limite di Esercizio risultano pienamente soddisfatte.

Considerato che il tasso di lavoro a compressione del calcestruzzo è basso ($\sigma_c = 1,78 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck}$), si tralasciano le verifiche secondo la combinazione quasi permanente dello SLE risultando esse, ovviamente, soddisfatte.

Verifica a flessione retta allo SLU

In condizione statica si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione.

Si ottiene, per il caso 2) più gravoso:

$$N = P_{\text{PARETE}} \cdot 1,3 = 1,3 \cdot 717,67 = 932,97 \text{ kN}$$

$$M = M_{\text{SLE}} \cdot 1,5 = 3.357,34 \cdot 1,5 = 5.036,01 \text{ kNm}$$

Mentre per il caso 3) più gravoso, si ha:

$$N = P_{\text{PARETE}} \cdot 1,0 = 717,67 \cdot 1,0 = 717,67 \text{ kN}$$

$$M = \frac{q_{\text{TER,SAT}} \cdot L^2}{6} \cdot 1,0 + \frac{q_{\text{SIS}} \cdot L^2}{2} = \frac{92,97 \cdot 10,33^2}{6} \cdot 1,0 + \frac{84,14 \cdot 10,33^2}{2} \cdot 1,0 = 6.142,70 \text{ kNm}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 342 cm;

Armatura lato bacino tesa: As = 2 Ø 26/15" (primo strato) + 2 Ø 26/15" (secondo strato, a 10 cm dal primo)

Armatura lato vasca compressa: A's = 2 Ø 26/15" (primo strato) + 2 Ø 26/15" (secondo strato, a 10 cm dal primo)

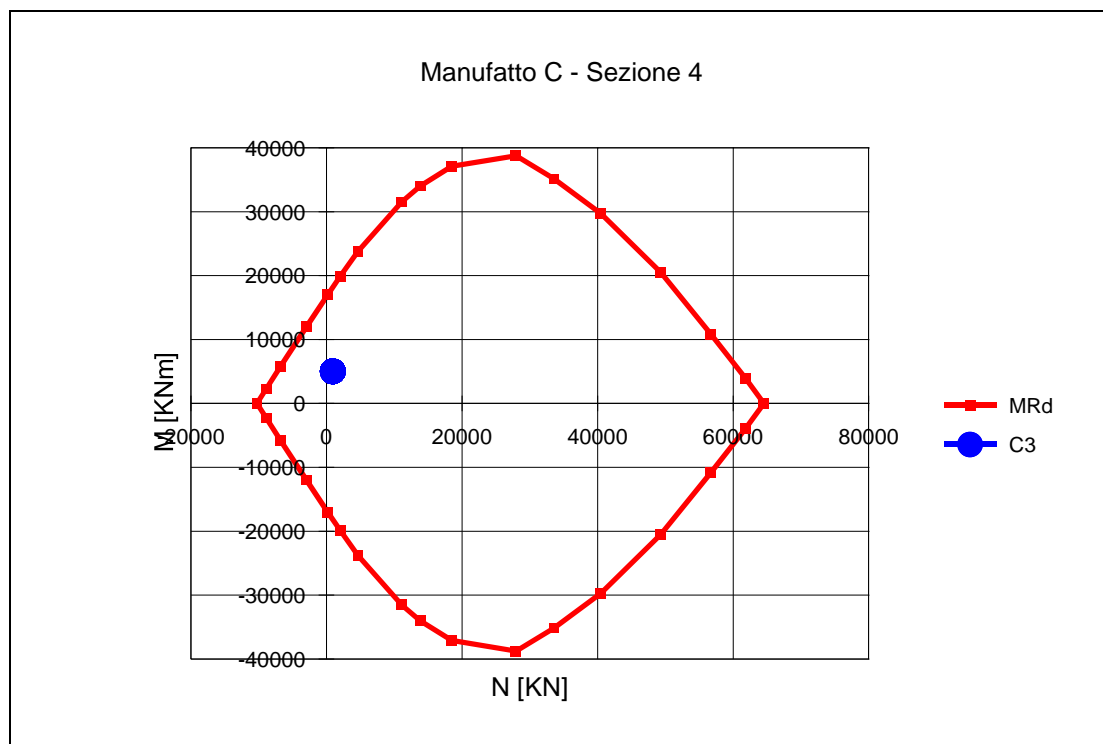


Figura 19 – Verifica sezione in SLU

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha che le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio M-N resistente. Pertanto la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio allo SLU

Si considera la verifica nella condizione più gravosa dello SLU sismico (caso 3).

Il taglio massimo dovuto ai carichi totali, vale:

$$V_{Ed} = \left[\frac{q_{TER,SAT} \cdot L}{2} + q_{SIS} \cdot L \right] \cdot 1,0 = \left[\frac{92,97 \cdot 10,33}{2} + 84,14 \cdot 10,33 \right] \cdot 1,0 = 1.349,36 \text{ kN}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 342 cm; non sono previste armature specifiche al taglio.

Deve risultare, per elementi non armati a taglio (§ 4.1.2.1.3.1. N.T.C. 2008)

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Che, con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1,244 \leq 2$$

$$d = \text{altezza utile sezione in mm} = 3370 \text{ mm}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,244^{3/2} \cdot 30^{1/2} = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\rho_t = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{17709}{1000 \cdot 3370} = 0,00525 \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{717.670,0}{1000 \cdot 3370} = 0,213 \text{ MPa nel caso in esame;}$$

$$b_w = \text{larghezza minima della sezione} = 1000,0 \text{ mm;}$$

risulta:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0,18 \cdot 1,244 \cdot (100 \cdot 0,00525 \cdot 30)^{1/3}}{1,5} + 0,15 \cdot 0,213 \right\} \cdot 10^3 \cdot 3370 \geq (0,266 + 0,15 \cdot 0,213) \cdot 10^3 \cdot 3370$$

Ovvero:

$$V_{Rd} = 1.368.700,0 \text{ N} \geq 1.004.091,0 \text{ N}$$

E quindi, in definitiva: $V_{Ed} < V_{Rd}$ Verifica soddisfatta.

Alle estremità deve anche risultare che le armature tese devono essere in grado di assorbire uno sforzo pari allo sforzo di taglio sull'appoggio, ovvero:

$$\sigma_{V,s} = \frac{V_{Ed}}{A_{sl}} = \frac{1.349.360,0}{17.709,0} = 76,20 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360,0 \text{ MPa}$$

Anche questa verifica risulta soddisfatta.

4.6.5.2. Verifica al sollevamento

Il manufatto in esame risulta, nella sezione oggetto di verifica, totalmente immerso. È, pertanto, necessario escludere il fenomeno del sollevamento. Si considerano, pertanto, le sottospinte dovute al carico idraulico presente, tenendo in considerazione gli effetti della presenza lungo il bordo del manufatto, dei diaframmi di impermeabilizzazione.

Si assume l'ipotesi di una distribuzione uniforme delle pressioni lungo tutto il perimetro del manufatto a monte della Sezione 5, mentre lungo l'asse longitudinale dello stesso, sarà ipotizzata una diminuzione delle pressioni considerata con andamento lineare secondo quanto riportato in Figura 20.

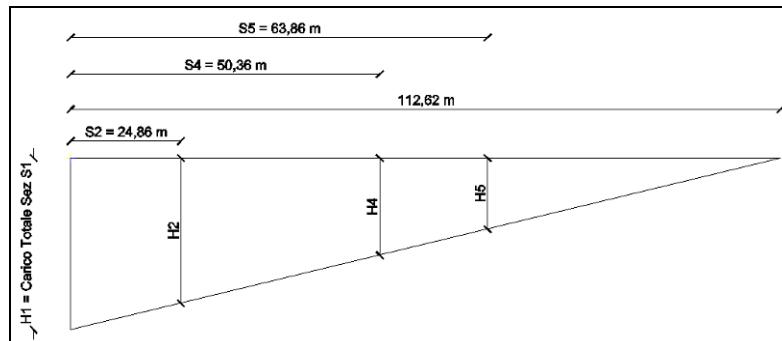


Figura 20 – Distribuzione sottopressioni in asse manufatto

Dove: Caso 1) $H_{L,1} = \text{Carico Totale Laterale} = \gamma_w \cdot H_{TOT,S4} = 10,0 \cdot 17,8 = 178,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Caso 2) $H_{L,2} = \text{Carico Totale Laterale} = \gamma_w \cdot H_{TOT,S4} = 10,0 \cdot 19,5 = 195,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Le sottopressioni nella sezione 4 in verifica assumono, pertanto, l'andamento di Figura 21.

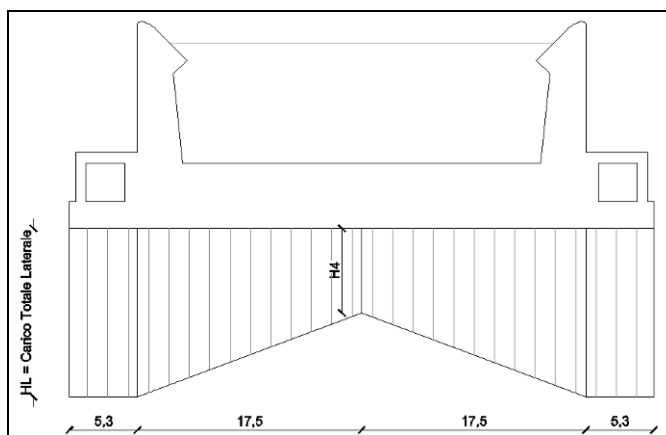


Figura 21 – Distribuzione sottopressioni nella i-esima sezione trasversale del manufatto

Dove: Caso 1) $H_{4,1} = \frac{\gamma_w \cdot H_{1,1}}{112,62} \cdot (112,62 - 50,36) = \frac{161,0}{112,62} \cdot 62,26 = 89,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Caso 2) $H_{4,2} = \frac{\gamma_w \cdot H_{1,2}}{112,62} \cdot (112,62 - 50,36) = \frac{178,0}{112,62} \cdot 62,26 = 98,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Per la striscia di un metro, quindi, la sottospinta vale:

Caso 1) $S_1 = 2 \cdot \left(H_{L,1} \cdot 5,3 + \frac{H_{L,1} + H_{4,1}}{2} \cdot 17,5 \right) = 2 \cdot \left(178,0 \cdot 5,3 + \frac{178,0 + 89,0}{2} \cdot 17,5 \right) = 6.559,30 \text{ kN}$

$$\text{Caso 2)} \quad S_2 = 2 \cdot \left(H_{L,2} \cdot 5,3 + \frac{H_{L,2} + H_{4,2}}{2} \cdot 17,5 \right) = 2 \cdot \left(195,0 \cdot 5,3 + \frac{195,0 + 98,40}{2} \cdot 17,5 \right) = 7.201,5 \text{ kN}$$

Il peso del manufatto nella sezione in verifica vale (considerando il contributo di peso del terreno laterale e dell'acqua sopra i canali laterali di scarico):

$$\begin{aligned} P_{\text{MANUFATTO,S4,CASO1}} &= 2 \cdot 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,42 + 2,57}{2} \right) \cdot 8,62 + \left(\frac{2,57 + 0,81}{2} \right) \cdot 1,71 \right] + \\ &+ \left(2 \cdot \frac{(8,58 + 8,22)}{2} \cdot 3,52 + 44,6 \cdot 0,28 + 45,6 \cdot 3,67 - 2 \cdot 3,0 \cdot 3,0 \right) \cdot 25 + 2 \cdot 8,0 \cdot 10,33 \cdot 4,8 + \\ &+ 2 \cdot 10,0 \cdot 10,33 \cdot 4,8 = 8.744,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{MANUFATTO,S4,CASO2}} &= P_{\text{MANUFATTO,S4,CASO1}} + \frac{(27,43 + 28,97)}{2} \cdot 7,70 \cdot 10 = \\ &= 8.744,76 + 2.171,40 = 10.916,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

In entrambi i casi si ha che:

$$P_{\text{MANUFATTO,S4}} > S_i$$

Pertanto, nella sezione in oggetto non si ha fenomeno di sollevamento dovuto alle sottospinte.

Le verifiche risultano comunque soddisfatte anche applicando i coefficienti delle NTC (pari a 0,9 per i carichi favorevoli ed a 1,1 per quelli sfavorevoli permanenti ed accidentali compiutamente definiti, come l'idrostatico) come dettagliato in Tabella 53, dove V_{inst} sono le azioni instabilizzanti e G_{stb} quelle stabilizzanti.

Tabella 53 – Verifica al sollevamento con i coefficienti delle NTC

Caso	$V_{\text{inst,k}}$	$G_{\text{stb,k}}$	$V_{\text{inst,d}}$	$G_{\text{stb,d}}$	Verifica
1	6559	8745	7215	7870	$G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}}$
2	7202	10916	7922	9825	$G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}}$

4.6.6 Verifica sezione 5

La sezione in esame presenta la geometria trasversale rappresentata in Figura 22.

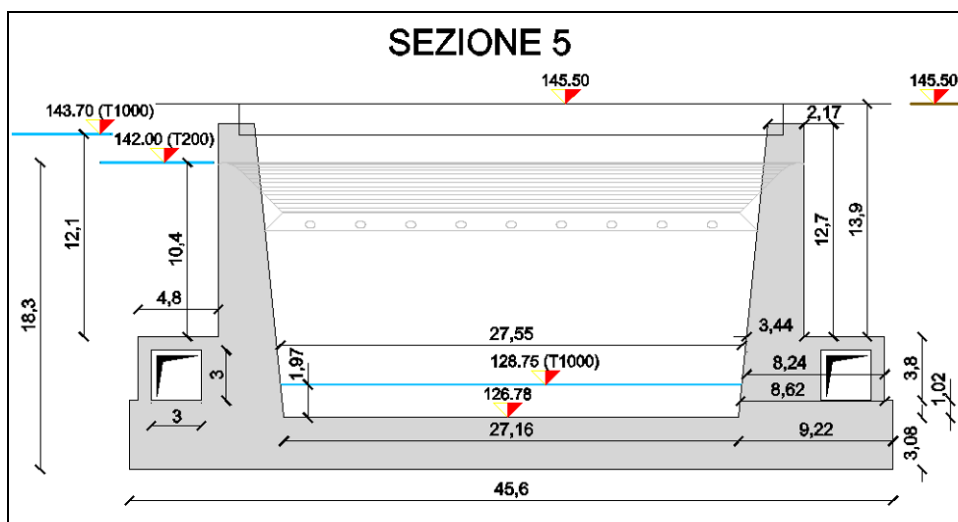


Figura 22 – Sezione 5

Le verifiche saranno condotte in primo luogo in condizione statica considerando il 100% della spinta idrostatica e la spinta determinata dalla terra del terrapieno dell'argine, con coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0,5$ e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$. Le condizioni di carico terranno altresì conto delle quote dell'acqua del bacino nei due casi di tempo di ritorno pari a 200 anni e 1000 anni (caso 1 e caso 2).

In secondo luogo (caso 3) si considera il caso sismico, con serbatoio vuoto. La spinta della terra sarà considerata con coefficiente di spinta a riposo $k_0 = 0,5$ e con peso specifico del terreno saturo pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$. Il sisma sulla massa strutturale e l'incremento sismico della spinta del terreno sono calcolati come illustrato al precedente § 4.6.2.

In sintesi:

Caso 1)

- T = 200 anni: 100% Spinta idrostatica acqua con quota battente a 142,0 metri; quota acqua sul fondo manufatto pari a 126,78 metri (con altezza acqua pari a 0,0 metri);
- Sisma assente;
- Spinta terrapieno alla quota 145,5 m in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$.

Caso 2)

- T = 1000 anni: 100% Spinta idrostatica acqua con quota battente a 143,70 metri; quota acqua sul fondo manufatto pari a 128,75 metri (con altezza acqua pari a 1,97 metri);
- Sisma assente;

- Spinta terrapieno alla quota 145,5 m in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico efficace del terreno pari a $8,0 \text{ kN/m}^3$.

Caso 3)

- Invaso vuoto;
- Spinta terrapieno alla quota 145,50 m in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico del terreno saturo pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$ considerato in combinazione SLU di tipo sismico con $\gamma_{G1} = 1,0$ e $\gamma_{G2} = 1,0$ e $\gamma_I = 1,0$ (§2.5.3 N.T.C.);
- Sisma presente valutato con metodo di Wood per la sovraspinta del terrapieno e secondo §7.11.6.2 N.T.C. per quello dovuto alla massa del muro, considerando $\beta_m = 1$;
- Azione orizzontale in sommità dovuta alla spinta sismica dell'impalcato.

Le verifiche di resistenza delle pareti saranno condotte esclusivamente nella condizione di carico che, tra le tre indicate, massimizza momento e taglio alla base della parete, ovvero all'incastro tra parete e soglia di base.

4.6.6.1. Verifica delle pareti

Lo schema di calcolo delle pareti del manufatto in corrispondenza della sezione in oggetto, assunto con modello di asta incastrata alla base, è di seguito indicato in Figura 23 e vale per la striscia di larghezza pari a 100,0 cm:

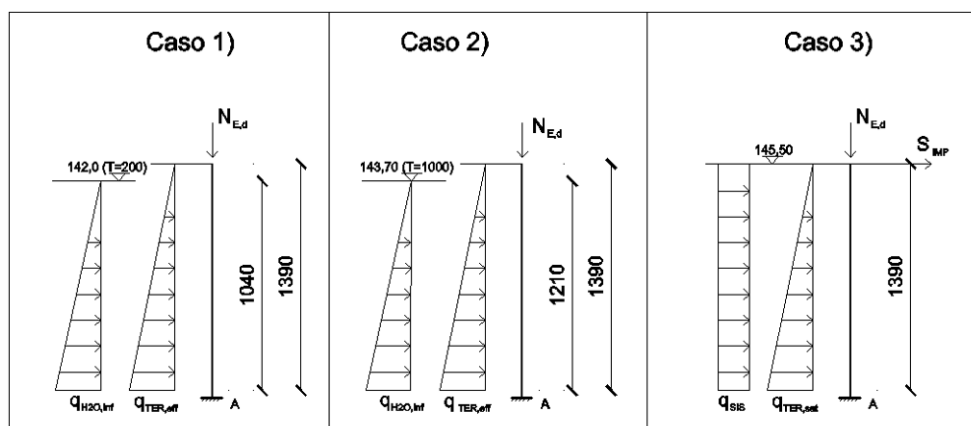


Figura 23 – Schemi di calcolo

Nella sezione in esame è presente terrapieno dovuto al profilo dell'argine. Pertanto, la spinta sulle pareti del manufatto è determinata sia dall'acqua che da quest'ultimo. Si hanno:

Caso 1) Spinta idrostatica: $q_{H2O,inf} = \gamma_{H2O} \times 10,40 = 10,0 \times 10,40 = 104,0 \text{ kN/m}$;

Spinta terrapieno argine: $q_{TER,eff} = \gamma'_T \times 13,90 \times k_0 = 8,0 \times 13,90 \times 0,5 = 55,60 \text{ kN/m}$;

Caso 2) Spinta idrostatica: $q_{H_2O,inf} = \gamma_{H_2O} \times 12,10 = 10,0 \times 12,10 = 121,0 \text{ kN/m};$

Spinta terrapieno argine: $q_{TER,eff} = \gamma'_T \times 13,90 \times k_0 = 8,0 \times 13,90 \times 0,5 = 55,60 \text{ kN/m};$

Caso 3) Spinta terrapieno argine: $q_{TER,sat} = \gamma_{T,sat} \times 13,90 \times k_0 = 18,0 \times 13,90 \times 0,5 = 125,10 \text{ kN/m};$

Spinta sismica (Wood): $q_{SIS,1} = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma_{T,sat} \cdot H = 0,237 \cdot 1,39 \cdot 18,0 \cdot 13,9 = 82,42 \text{ kN/m};$

Spinta sismica (Muro): $q_{SIS,2} = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma_{CLS} \cdot B_{MED} = 0,237 \cdot 1,39 \cdot 25,0 \cdot \frac{(3,44 + 2,17)}{2} = 23,10 \text{ kN/m};$

con $S = S_S \times S_T = 1,39 \times 1,0 = 1,39$ e $a_g/g = 0,237$ e $q_{SIS} = q_{SIS,1} + q_{SIS,2}$.

Spinta sismica Impalcato: $S = N^* \times S_d(g)_{orizzontale} = 357,33 \times 0,659 = 235,48 \text{ kN}$

Con $N^* = P_{IMPALCATO} = \frac{(1.232,8 + 418,08)}{4,62} = 357,33 \text{ kN} (\S 5.8.4)$

Per le strutture dell'impalcato, a favore di sicurezza, si assume per la componente orizzontale della spinta sismica $S_d(g) = 0,989/1,5 = 0,659$. La componente verticale del peso dell'impalcato, a favore di stabilità, viene trascurata.

Verifica a flessione retta allo SLE

In condizione statica (casi 1 e 2) si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione. È evidente che il caso più sfavorevole è il secondo. Tra le azioni si considera anche il carico verticale trasmesso dal peso proprio dell'impalcato, anch'esso conteggiato per la striscia di larghezza pari a 100,0 cm. Pertanto, si ottiene:

caso 2)

$$N = P_{PARETE} + P_{IMPALCATO} = 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,44 + 2,17}{2} \right) \cdot 12,70 \right] + \frac{(1.232,8 + 418,08)}{4,62} = 1.247,92 \text{ kN}$$

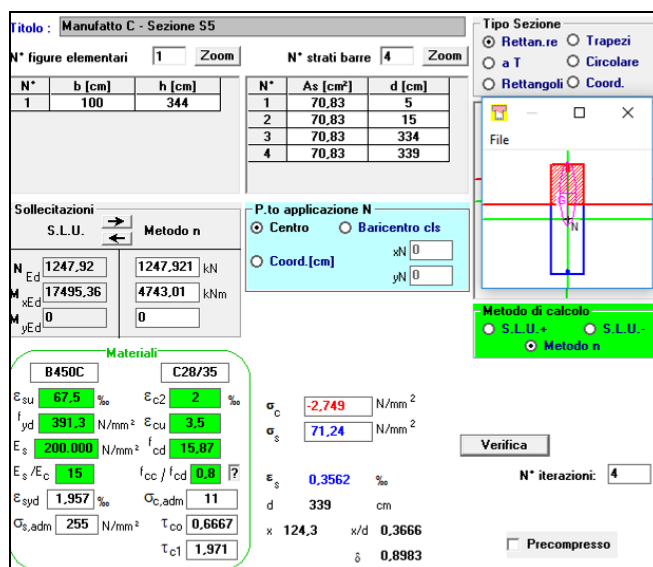
$$M = \frac{1}{6} \cdot q_{H_2O,inf} \cdot L^2 + \frac{1}{6} \cdot q_{TER,eff} \cdot L^2 = \frac{1}{6} \cdot 121,0 \cdot 12,10^2 + \frac{1}{6} \cdot 55,60 \cdot 13,90^2 = 4.743,01 \text{ kNm}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

$B = 100 \text{ cm}; H = 344 \text{ cm};$

Armatura lato argine tesa: $A_s = 2 \text{ } \varnothing 26/15'' \text{ (primo strato)} + 2 \text{ } \varnothing 26/15'' \text{ (secondo strato, a 10 cm dal primo)}$

Armatura lato vasca compressa: $A'_s = 2 \text{ } \varnothing 26/15'' \text{ (primo strato)} + 2 \text{ } \varnothing 26/15'' \text{ (secondo strato, a 10 cm dal primo)}$



Manufatto C - Sezione S5

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	344	1	70.83	5
			2	70.83	15
			3	70.83	334
			4	70.83	339

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1247.92 1247.921 kN
 M_{Ed}: 17495.36 4743.01 kNm
 x_{Ed}: 0 y_{Ed}: 0

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

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

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U. Metodo n

Materiali: B450C C28/35

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 15.87 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
 τ_{cl}: 1.971

σ_c: 2.749 N/mm²
 σ_s: 71.24 N/mm²
 ε_s: 0.3562 ‰
 d: 339 cm
 x: 124.3 x/d: 0.3666
 δ: 0.8983

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Figura 24 – verifica sezione in SLE

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha:

- Combinazione Rara: $\sigma_c = 2,75 \text{ MPa} < 16,80 \text{ MPa}$;
- Combinazione Rara: $\sigma_f = 71,24 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360,0 \text{ MPa}$;

Pertanto le verifiche in combinazione Stato limite di Esercizio risultano pienamente soddisfatte.

Considerato che il tasso di lavoro a compressione del calcestruzzo è basso ($\sigma_c = 2,75 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck}$), si tralasciano le verifiche secondo la combinazione quasi permanente dello SLE risultando esse, ovviamente, soddisfatte.

Verifica a flessione retta allo SLU statico e sismico

In condizione statica si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione. Si ottiene, per il caso 2) più gravoso:

$$N = (P_{\text{PARETE}} + P_{\text{IMPALCATO}}) \cdot 1,3 = 1,3 \cdot 1.247,92 = 1.622,30 \text{ kN}$$

$$M = M_{\text{SLE}} \cdot 1,5 = 4.743,01 \cdot 1,5 = 7.114,52 \text{ kNm}$$

Si valuta anche la condizione sismica, caso 3. Si ottiene per questa:

$$N = (P_{\text{PARETE}} + P_{\text{IMPALCATO}}) \cdot 1,0 = 1.247,92 \cdot 1,0 = 1.247,92 \text{ kN}$$

$$M = \left(\frac{q_{\text{TER,sat}} \cdot L^2}{6} + \frac{q_{\text{SIS}} \cdot L^2}{2} + S \cdot L \right) \cdot 1,0 = \left(\frac{125,1 \cdot 13,9^2}{6} + \frac{105,52 \cdot 13,9^2}{2} + 235,48 \cdot 13,9 \right) \cdot 1,0 = 17.495,36 \text{ kNm}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche: B = 100 cm; H = 344 cm;

Armatura lato bacino tesa: As = 2 Ø 26/15" (primo strato) + 2 Ø 26/15" (secondo strato, a 10 cm dal primo)

Armatura lato vasca compressa: A's = 2 Ø 26/15" (primo strato) + 2 Ø 26/15" (secondo strato, a 10 cm dal primo)

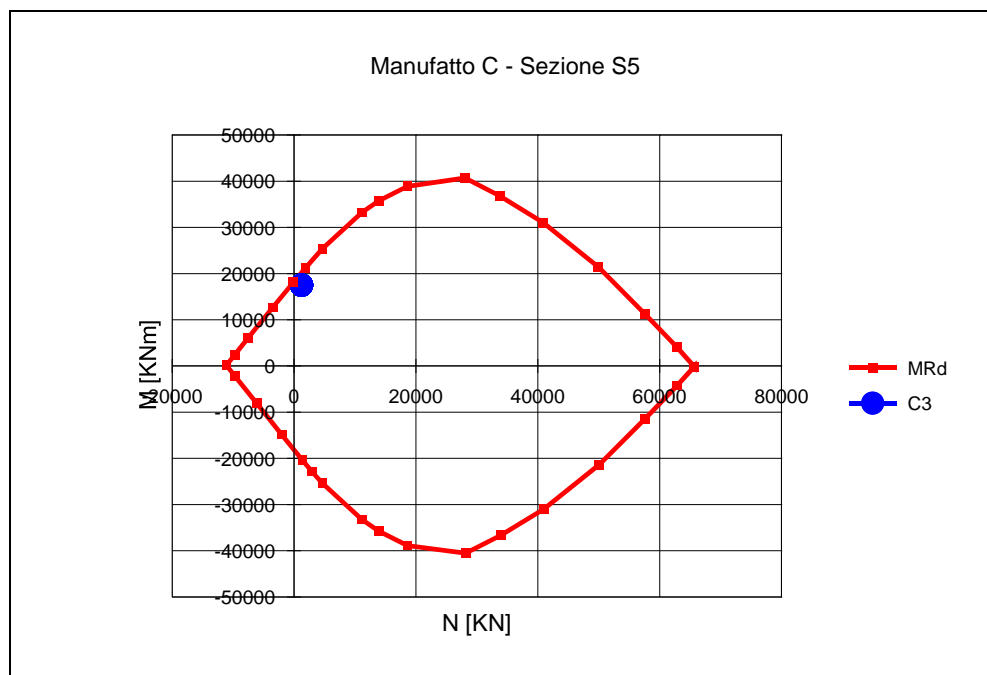


Figura 25 – Verifica sezione in SLU

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha che le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio M-N resistente. Pertanto la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio allo SLU

Si considera la verifica nella condizione più gravosa dello SLU sismico. Il taglio massimo dovuto ai carichi totali, vale: caso 3)

$$V_{Ed} = \left[\frac{q_{TER,sat} \cdot L}{2} + q_{SIS} \cdot L + S_{IMP} \right] \cdot 1,0 = \left[\frac{125,10 \cdot 13,90}{2} + 105,52 \cdot 13,9 + 235,48 \right] \cdot 1,0 = 2.571,65 \text{ kN}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 344 cm;

Sono previste armature al taglio: staffe a 4 bracci ogni metro, diametro 14 mm passo 150 mm.

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio proposto al § 4.1.2.1.3.2. delle N.T.C. relativo agli elementi con armature trasversali resistenti al taglio. La resistenza al taglio è la minore delle due resistenze a "taglio trazione" (V_{Rsd}) ed a "taglio compressione" (V_{Rcd}).

Pertanto, massimizzando la resistenza al taglio, nel caso in esame si ottiene $\theta = 26,38^\circ$ e:

$$V_{Rsd} = V_{Rcd} = 9.884,0 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Siccome il taglio resistente è maggiore di quello sollecitante, la verifica è soddisfatta.

Anche questa verifica risulta soddisfatta.

4.6.6.2. Verifica al sollevamento

Il manufatto in esame risulta, nella sezione oggetto di verifica, totalmente immerso. È, pertanto, necessario escludere il fenomeno del sollevamento. Si considerano, pertanto, le sottospinte dovute al carico idraulico presente, tenendo in considerazione gli effetti della presenza lungo il bordo del manufatto, dei diaframmi di impermeabilizzazione.

Si assume l'ipotesi di una distribuzione uniforme delle pressioni lungo tutto il perimetro del manufatto a monte della Sezione 5, mentre lungo l'asse longitudinale dello stesso, sarà ipotizzata una diminuzione delle pressioni considerata con andamento lineare secondo quanto riportato nella successiva Figura 26.

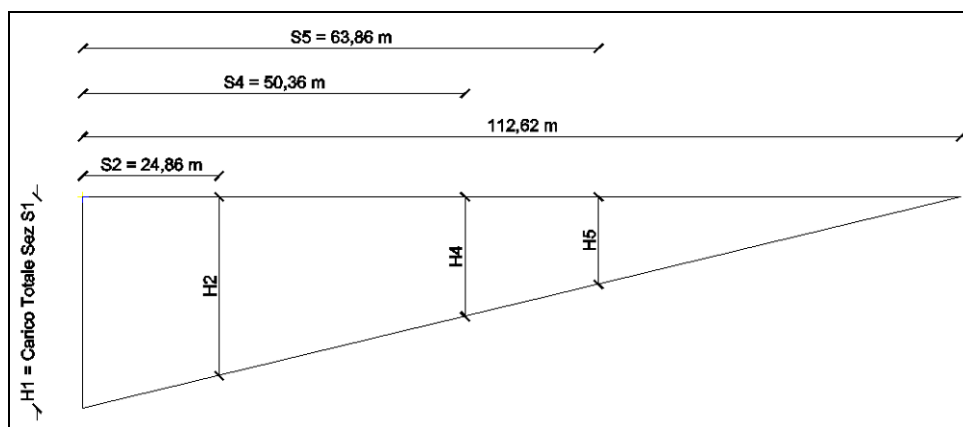


Figura 26 – Distribuzione sottopressioni in asse manufatto

Dove: Caso 1) $H_{L,1} = \text{Carico Totale Laterale} = \gamma_w \cdot H_{TOT,S5} = 10,0 \cdot 18,3 = 183,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Caso 2) $H_{L,2} = \text{Carico Totale Laterale} = \gamma_w \cdot H_{TOT,S5} = 10,0 \cdot 20,0 = 200,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Le sottopressioni nella sezione 5 in verifica assumono, pertanto, l'andamento di Figura 27.

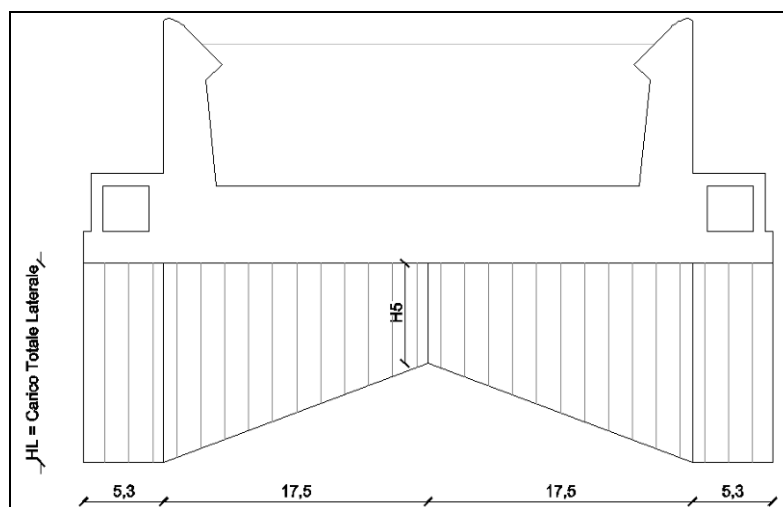


Figura 27 – Distribuzione sottopressioni nella i-esima sezione trasversale del manufatto

Dove: caso 1) $H_{5,1} = \frac{\gamma_w \cdot H_{1,1}}{112,62} \cdot (112,62 - 63,86) = \frac{161,0}{112,62} \cdot 48,76 = 69,70 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

caso 2) $H_{4,2} = \frac{\gamma_w \cdot H_{1,2}}{112,62} \cdot (112,62 - 63,86) = \frac{178,0}{112,62} \cdot 48,76 = 77,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Per la striscia di un metro, quindi, la sottospinta vale:

caso 1) $S_1 = 2 \cdot \left(H_{L,1} \cdot 5,3 + \frac{H_{L,1} + H_{5,2}}{2} \cdot 17,5 \right) = 2 \cdot \left(183,0 \cdot 5,3 + \frac{183,0 + 69,70}{2} \cdot 17,5 \right) = 6.362,05 \text{ kN}$

caso 2) $S_2 = 2 \cdot \left(H_{L,1} \cdot 5,3 + \frac{H_{L,2} + H_{5,2}}{2} \cdot 17,5 \right) = 2 \cdot \left(200,0 \cdot 5,3 + \frac{200,0 + 77,07}{2} \cdot 17,5 \right) = 6.968,73 \text{ kN}$

Il peso del manufatto nella sezione in verifica vale (considerando il contributo di peso del terreno laterale e dell'acqua sopra i canali laterali di scarico e tralasciando a favore di sicurezza il peso proprio dell'impiacato):

$$P_{\text{MANUFATTO,S5,CASO1}} = 2 \cdot 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,44 + 2,17}{2} \right) \cdot 12,70 \right] +$$

$$+ \left(2 \cdot \frac{(8,62 + 8,24)}{2} \cdot 3,80 + 2 \cdot 9,22 \cdot 1,02 + 45,6 \cdot 3,08 - 2 \cdot 3,0 \cdot 3,0 \right) \cdot 25 + 2 \cdot 8,0 \cdot 13,90 \cdot 4,8 +$$

$$+ 2 \cdot 10,0 \cdot 10,40 \cdot 4,8 = 8.980,22 \text{ kN}$$

$$P_{\text{MANUFATTO,S5,CASO2}} = P_{\text{MANUFATTO,S5,CASO1}} + \frac{(27,16 + 27,55)}{2} \cdot 1,97 \cdot 10 =$$

$$= 8.980,22 + 538,89 = 9.519,11 \text{ kN}$$

In entrambi i casi si ha che:

$$P_{\text{MANUFATTO,S5}} > S_i$$

Pertanto, nella sezione in oggetto non si ha fenomeno di sollevamento dovuto alle sottospinte.

Le verifiche risultano comunque soddisfatte anche applicando i coefficienti delle NTC (pari a 0,9 per i carichi favorevoli ed a 1,1 per quelli sfavorevoli permanenti ed accidentali compiutamente definiti, come l'idrostatico) come dettagliato in Tabella 54, dove V_{inst} sono le azioni instabilizzanti e G_{stb} quelle stabilizzanti.

Tabella 54 – Verifica al sollevamento con i coefficienti delle NTC

Caso	$V_{\text{inst,k}}$	$G_{\text{stb,k}}$	$V_{\text{inst,d}}$	$G_{\text{stb,d}}$	Verifica
1	6362	8980	6998	8082	$G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}}$
2	6969	9519	7666	8567	$G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}}$

4.6.7 Verifica sezione intermedia tra s6 e s7

La sezione media presa in esame presenta la geometria trasversale di Figura 28.

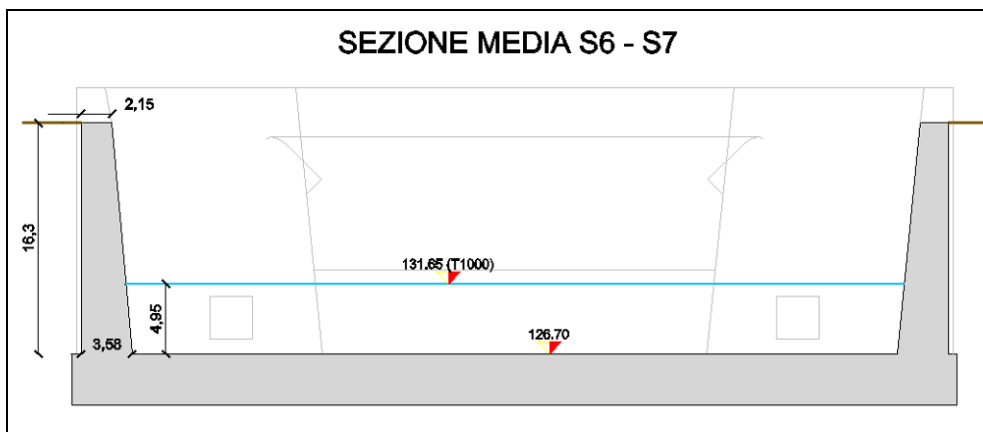


Figura 28 – Sezione media tra S6 e S7

Le verifiche saranno condotte sia in condizione statica che considerando le spinte sismiche. In entrambi i casi è assente la spinta idrostatica. La spinta della terra sarà considerata con coefficiente di spinta a riposo k_0 e con peso specifico del terreno saturo pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$. L'acqua all'interno del canale (ad esempio, per l'evento con tempo di ritorno 1000 anni) non sarà tenuta in conto risultando, essa, a favore di sicurezza rispetto le prime due combinazioni in verifica. In sintesi:

Caso 1)

- Terrapieno in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico del terreno saturo pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$ considerato in combinazione SLU di tipo strutturale STR (§6.4.2.1 N.T.C. approccio 2) ovvero $\gamma_{G1} = 1,3$ e $\gamma_{G2} = 1,5$.
- Sisma assente.

Caso 2)

- Terrapieno in condizioni di spinta a riposo e con peso specifico del terreno saturo pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$ considerato in combinazione SLU di tipo sismico con $\gamma_{G1} = 1,0$ e $\gamma_{G2} = 1,0$ e $\gamma_I = 1,0$ (§2.5.3 N.T.C.);
- Sisma presente valutato con metodo di Wood per la sovraspinta del terrapieno e secondo §7.11.6.2 N.T.C. per quello dovuto alla massa del muro, considerando $\beta_m = 1$.

Le verifiche di resistenza delle pareti saranno condotte esclusivamente nella condizione di carico che, tra le due indicate, massimizza momento e taglio alla base della parete, ovvero all'incastro tra parete e soglia di base.

4.6.7.1. Verifica delle pareti

Lo schema di calcolo delle pareti del manufatto in corrispondenza della sezione in oggetto, assunto con modello di asta incastrata alla base, è di seguito indicato in Figura 29 e vale per la striscia di larghezza pari a 100,0 cm:

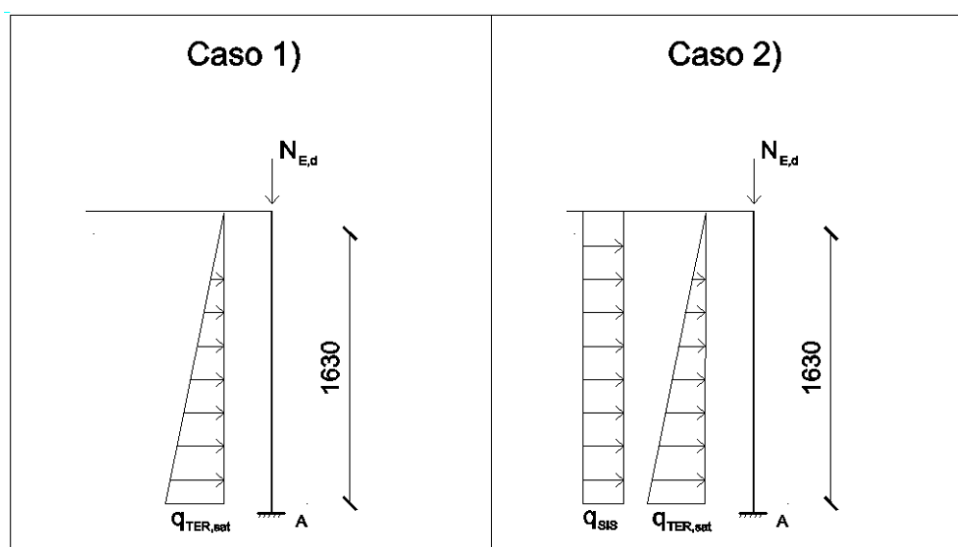


Figura 29 – Schemi di calcolo

Nella sezione in esame è presente terrapieno dovuto al profilo dell'argine. Pertanto, la spinta sulle pareti del manufatto è determinata sia dall'acqua che da quest'ultimo. Si hanno:

Caso 1) Spinta terrapieno argine: $q_{TER,sat} = \gamma_{T,sat} \times 16,30 \times k_0 = 18,0 \times 16,30 \times 0,5 = 146,70 \text{ kN/m};$

Caso 2) Spinta terrapieno argine: $q_{TER,sat} = \gamma_{T,sat} \times 16,30 \times k_0 = 18,0 \times 16,30 \times 0,5 = 146,70 \text{ kN/m};$

Spinta sismica (Wood): $q_{SIS} = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma_{T,sat} \cdot H = 0,237 \cdot 1,39 \cdot 18,0 \cdot 16,3 = 96,65 \text{ kN/m};$

Spinta sismica (Muro): $q_{SIS,2} = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma_{CLS} \cdot B_{MED} = 0,237 \cdot 1,39 \cdot 25,0 \cdot \frac{(3,58 + 2,15)}{2} = 23,60 \text{ kN/m};$

con $S = S_S \times S_T = 1,39 \times 1,0 = 1,39$ e $a_g/g = 0,237$ e $q_{SIS} = q_{SIS,1} + q_{SIS,2}$.

Verifica a flessione retta allo SLE

In condizione statica si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione con le combinazioni del caso 1). Pertanto, si ottiene:

caso 1)

$$N = P_{PARETE} = 25,0 \cdot \frac{3,58 + 2,15}{2} \cdot 16,30 = 1.167,49 \text{ kN}$$

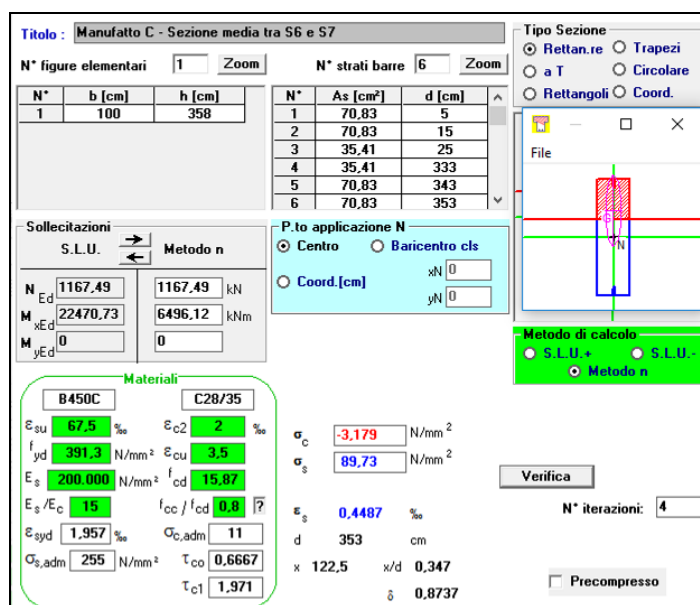
$$M = \frac{1}{6} \cdot q_{TER,sat} \cdot L^2 = \frac{1}{6} \cdot 146,70 \cdot 16,30^2 = 6.496,12 \text{ kNm}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 358 cm;

Armatura lato terreno tesa: $A_s = 2 \text{ } \varnothing 26/15''$ (primo strato) + $2 \text{ } \varnothing 26/15''$ (secondo strato, a 10 cm dal primo) + $1 \text{ } \varnothing 26/15''$ (terzo strato, a 10 cm dal secondo)

Armatura lato vasca compressa: $A'_s = 2 \text{ } \varnothing 26/15''$ (primo strato) + $2 \text{ } \varnothing 26/15''$ (secondo strato, a 10 cm dal primo) + $1 \text{ } \varnothing 26/15''$ (terzo strato, a 10 cm dal secondo)



Titolo: Manufatto C - Sezione media tra S6 e S7

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 6 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	358

N°	As [cm²]	d [cm]
1	70,83	5
2	70,83	15
3	35,41	25
4	35,41	333
5	70,83	343
6	70,83	353

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N 1167,49 **kN**
M_{Ed} 22470,73 **kNm**
M_{xEd} 0
M_{yEd} 0

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

Metodo di calcolo: ☒ S.L.U. ☐ S.L.U. ☐ Metodo n

Materiali: B450C C28/35

Proprietà	B450C	C28/35
ϵ_{su}	67,5 ‰	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	3,5
E_s	200.000 N/mm²	15,87
E_s/E_c	15	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	11
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,6667
τ_{c1}		1,971

σ_c -3,179 N/mm²
 σ_s 89,73 N/mm²

ϵ_s 0,4487 ‰
 d 353 cm
 x 122,5 x/d 0,347
 δ 0,8737

Verifica **N° iterazioni:** 4 ☐ Precompresso

Figura 30 – verifica sezione in SLE

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha:

- Combinazione Rara: $\sigma_c = 3,18 \text{ MPa} < 16,80 \text{ MPa}$;
- Combinazione Rara: $\sigma_f = 89,73 \text{ MPa} < 0,8 f_{yk} = 360,0 \text{ MPa}$;

Pertanto le verifiche in combinazione Stato limite di Esercizio risultano pienamente soddisfatte.

Considerato che il tasso di lavoro a compressione del calcestruzzo è basso ($\sigma_c = 3,18 \text{ MPa} < 0,45 \cdot f_{ck}$), si tralasciano le verifiche secondo la combinazione quasi permanente dello SLE risultando esse, ovviamente, soddisfatte.

Verifica a flessione retta allo SLU statico e sismico

Si determinano le azioni assiali ed i momenti massimi in corrispondenza dell'incastro della parete con la fondazione in condizione statica e in quella sismica. Si ottiene:

Caso 1)

$$N = P_{\text{PARETE}} \cdot 1,3 = 1,3 \cdot 1.167,49 = 1.517,73 \text{ kN}$$

$$M = M_{\text{SLE}} \cdot 1,5 = 6.496,12 \cdot 1,5 = 9.744,18 \text{ kNm}$$

Caso 2)

$$N = P_{\text{PARETE}} \cdot 1,0 = 1.167,49 \cdot 1,0 = 1.167,49 \text{ kN}$$

$$M = M_{\text{SLE}} \cdot 1,0 + \frac{q_{\text{SIS}} \cdot L^2}{2} = 6.496,12 \cdot 1,0 + \frac{120,25 \cdot 16,3^2}{2} \cdot 1,0 = 22.470,73 \text{ kNm}$$

La condizione più sfavorevole è quella del caso 2.

La sezione ha le seguenti caratteristiche: $B = 100 \text{ cm}$; $H = 358 \text{ cm}$;

Armatura lato terreno tesa: $A_s = 2 \text{ } \varnothing 26/15''$ (primo strato) + $2 \text{ } \varnothing 26/15''$ (secondo strato, a 10 cm dal primo) + $1 \text{ } \varnothing 26/15''$ (terzo strato, a 10 cm dal secondo)

Armatura lato vasca compressa: $A'_s = 2 \text{ } \varnothing 26/15''$ (primo strato) + $2 \text{ } \varnothing 26/15''$ (secondo strato, a 10 cm dal primo) + $1 \text{ } \varnothing 26/15''$ (terzo strato, a 10 cm dal secondo)

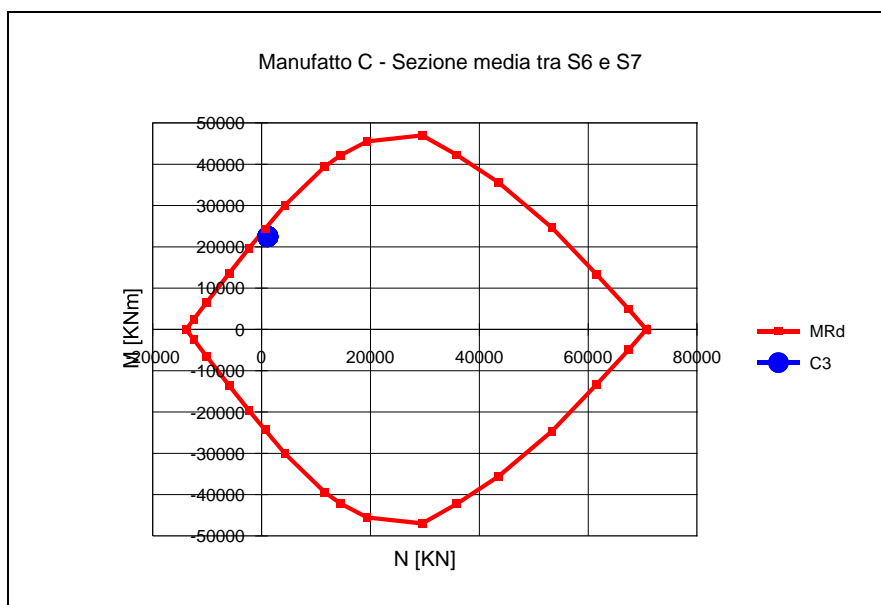


Figura 31 – Verifica sezione in SLU

Nella sezione di incastro parete-fondazione si ha che le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio M-N resistente. Pertanto la verifica è soddisfatta.

Verifica a taglio allo SLU

Si considera la verifica nella condizione più gravosa dello SLU. Il taglio massimo dovuto ai carichi totali, vale:

caso 2)

$$V_{Ed} = \left[\frac{q_{TER,sat} \cdot L}{2} + q_{SIS} \cdot L \right] \cdot 1,0 = \left[\frac{146,70 \cdot 16,30}{2} + 120,25 \cdot 16,30 \right] \cdot 1,0 = 3.155,68 \text{ kN}$$

La sezione ha le seguenti caratteristiche:

B = 100 cm; H = 358 cm; d = 353 cm.

Sono previste armature al taglio: staffe a 4 bracci ogni metro, diametro 14 mm passo 150 mm.

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio proposto al § 4.1.2.1.3.2. delle N.T.C. relativo agli elementi con armature trasversali resistenti al taglio. La resistenza al taglio è la minore delle due resistenze a “taglio trazione” (V_{Rsd}) ed a “taglio compressione” (V_{Rcd}).

Pertanto, massimizzando la resistenza al taglio, nel caso in esame si ottiene $\theta = 26,39^\circ$ e:

$$V_{Rsd} = V_{Rcd} = 10.289,0 \text{ kN}$$

Siccome il taglio resistente è maggiore di quello sollecitante, la verifica è soddisfatta.

4.6.7.2. Verifica al sollevamento

Si assume l'ipotesi che in fondazione ci sia una sottopressione costante pari al valore della sottopressione ridotta con andamento lineare secondo quanto riportato in Figura 32.

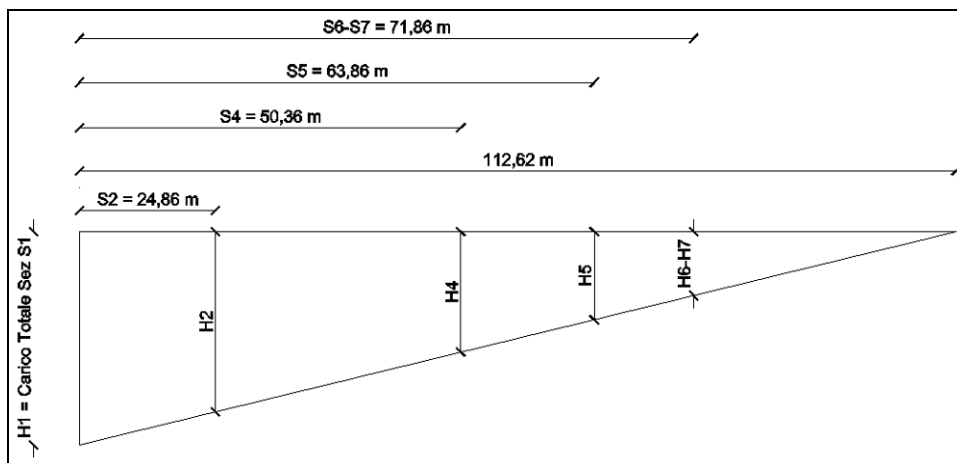


Figura 32 – Distribuzione sottopressioni in asse manufatto

Le sottopressioni nella sezione intermedia 6-7 in verifica assumono, pertanto, l'andamento di Figura 33.

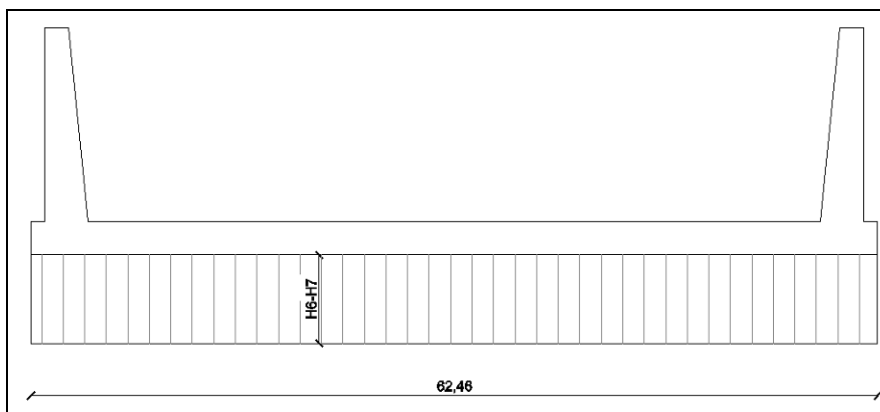


Figura 33 – Distribuzione sottopressioni nella i-esima sezione trasversale del manufatto

Dove: Caso 1)
$$H_{6-7,1} = \frac{\gamma_w \cdot H_{1,1}}{112,62} \cdot (112,62 - 71,86) = \frac{161,0}{112,62} \cdot 40,76 = 58,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso 2)
$$H_{6-7,2} = \frac{\gamma_w \cdot H_{1,2}}{112,62} \cdot (112,62 - 71,86) = \frac{178,0}{112,62} \cdot 40,76 = 64,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Per la striscia di un metro, quindi, la sottospinta vale:

Caso 1)
$$S_1 = H_{6-7,1} \cdot 62,46 = 58,27 \cdot 62,46 = 3.639,54 \text{ kN}$$

Caso 2)
$$S_1 = H_{6-7,2} \cdot 62,46 = 64,42 \cdot 62,46 = 4.023,67 \text{ kN}$$

Il peso del manufatto nella sezione in verifica vale:

$$P_{\text{MANUFATTO,S6-S7,CASO1}} = 2 \cdot 25,0 \cdot \left[\left(\frac{3,58 + 2,15}{2} \right) \cdot 16,30 + 3,6 \cdot 62,46 \right] = 7.956,38 \text{ kN}$$

$$P_{\text{MANUFATTO,S6-S7,CASO2}} = P_{\text{MANUFATTO,S6-S7,CASO1}} + \frac{(54,99 + 54,00)}{2} \cdot 4,95 \cdot 10 =$$

$$= 7.956,38 + 2.697,50 = 10.653,88 \text{ kN}$$

In entrambi i casi si ha che:

$$P_{\text{MANUFATTO,S6-S7}} > S_I$$

Pertanto, nella sezione in oggetto non si ha fenomeno di sollevamento dovuto alle sottospinte.

Le verifiche risultano comunque soddisfatte anche applicando i coefficienti delle NTC (pari a 0,9 per i carichi favorevoli ed a 1,1 per quelli sfavorevoli permanenti ed accidentali compiutamente definiti, come l'idrostatico) come dettagliato in Tabella 55, dove V_{inst} sono le azioni instabilizzanti e G_{stb} quelle stabilizzanti.

Tabella 55 – Verifica al sollevamento con i coefficienti delle NTC

Caso	$V_{\text{inst,k}}$	$G_{\text{stb,k}}$	$V_{\text{inst,d}}$	$G_{\text{stb,d}}$	Verifica
1	3640	7956	4003	7161	$G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}}$
2	4024	10654	4426	9588	$G_{\text{stb,d}} > V_{\text{inst,d}}$

5. PONTI A CORONAMENTO

5.1 CARATTERISTICHE DEI PONTI ED IPOTESI DI CALCOLO

Si svolgono le verifiche strutturali dell'impalcato e delle pile del nuovo ponte a coronamento dei manufatti A e B, e dell'impalcato del nuovo ponte sul manufatto C.

Il ponte sui manufatti A e B è costituito da campate semplicemente appoggiate su pile incastrate nel corpo diga, con luce tra gli appoggi variabile fino ad un massimo di 25,0 m.

L'impalcato appoggia su pile fondate sul corpo della diga ed ancorate alla stessa con barre di armatura tipo B450C.

Le pile sono rettangolari, a lama, con arrotondamenti alle estremità e di spessore pari a 100 cm e presentano altezze differenti tra il Manufatto A ed il Manufatto B.

Il ponte sul manufatto C attraversa il canale di scarico, consentendo la continuità di transito sul coronamento degli argini; esso ha luce tra gli appoggi di 32,0 m

L'impalcato dei ponti sui manufatti A, B e C, con larghezza di 6,70 m, è realizzato con cinque travi prefabbricate in c.a.p., precomprese a trefoli aderenti, di sezione a doppia T e poste in opera accostate, solidarizzate tra loro mediante una soletta collaborante gettata in opera.

Lateralmente la soletta presenta sbalzi di 89 cm, realizzati sempre con getto in opera di c.a. ordinario.

Le strutture dei ponti sono dimensionate per carichi di 2^a Categoria, come definiti dal D.M. 14.01.2008. Le opere sono progettate considerando una vita nominale di 100 anni ed una classe d'uso IV.

Nel seguito si conducono le verifiche delle travi in senso longitudinale, delle sezioni trasversali degli impalcati gettati in opera e delle pile, mentre si rimanda alle successive fasi di progettazione il dimensioneranno e la verifica dei particolari costruttivi, come ad esempio i ritegni sismici ed i traversi di testata.

5.2 CRITERI DI VERIFICA

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (§ 2.3 del D.M. 14 gennaio 2008) si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite. La sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra "capacità" (ossia resistenza strutturale) e "domanda" (effetto dei carichi). La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e lo stato tensionale anche durante le fasi di costruzione.

La valutazione della sicurezza dell'impalcato viene effettuata con riferimento:

allo stato limite di esercizio che comprende le seguenti verifiche:

verifica delle tensioni durante le fasi di costruzione e nelle condizioni di esercizio

verifica della fessurazione

verifica della deformazione

allo stato limite ultimo che comprende le seguenti verifiche:

verifica a flessione della sezione di mezzeria

verifica al taglio per la sezione all'appoggio

La valutazione della sicurezza delle pile viene effettuata con riferimento allo stato limite ultimo, con verifiche a pressoflessione della sezione di base.

5.3 ANALISI DELLE AZIONI ELEMENTARI

Le azioni considerate nelle verifiche sono:

- **peso proprio**

ottenuto assumendo come peso specifico del calcestruzzo $\gamma_d = 25 \text{ kN/m}^3$;

- **peso dei permanenti portati:** definiti al successivo § 5.6.1

- **carichi accidentali dei veicoli**

Con riferimento al § 5.1.3.3.5 delle NTC 2008 (D.M. 14 gennaio 2008), i carichi che si considerano sulla corsia n. 1 sono un carico tandem costituito da due assali con interasse di 1,20 m e carico per asse pari a 240 kN, ed un carico distribuito $q_{ik} = 7,2 \text{ kN/m}^2$, mentre sulla corsia n. 2 si applicano i carichi associati ai ponti di prima categoria ovvero carico tandem costituito da due assali con interasse di 1,20 m e carico per asse pari a 200 kN ed un carico distribuito $q_{ik} = 2,5 \text{ kN/m}^2$.

- **azione sismica:** definita al successivo § 5.4.

5.4 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

I parametri per la costruzione degli spettri di risposta elastici, in accordo con gli studi del progetto preliminare della cassa di espansione sul T. Baganza, sono riportati in Tabella 56.

Tabella 56 – Parametri per la costruzione degli spettri elastici

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0,092	2,453	0,269
SLD	201	0,112	2,460	0,274
SLV	1898	0,237	2,501	0,298
SLC	2475	0,255	2,512	0,301

Le analisi di risposta sismica locale del progetto preliminare prevedono un incremento dell'accelerazione massima su suolo rigido di riferimento per effetto dell'amplificazione stratigrafica pari a 1.39, quindi con un'accelerazione massima attesa in superficie allo SLV pari a 0,33g. Gli spettri elastici all'SLV sono riportati in Figura 34.

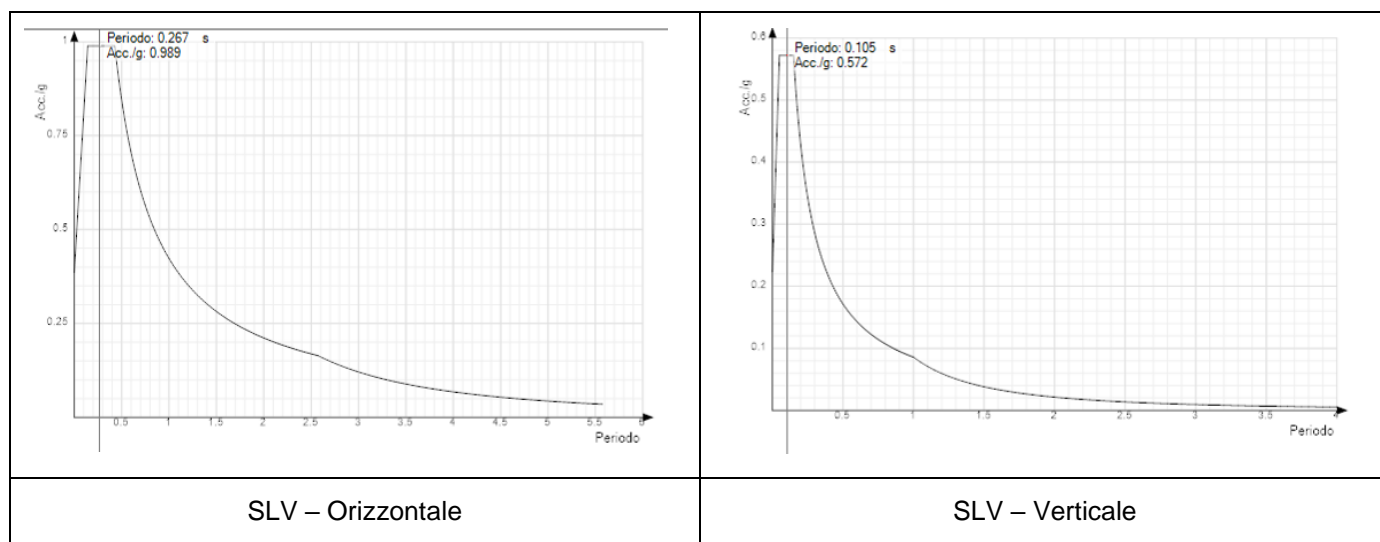


Figura 34 – Spettri di risposta elastici allo SLV

5.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico per la verifica degli elementi strutturali sono di seguito indicate.

5.5.1 Combinazioni per la verifica dell'impalcato

Nelle diverse tipologie di verifica sviluppate per l'impalcato sono impiegate le combinazioni di carico di seguito indicate.

Si hanno:

- Condizione di stato limite di esercizio – fase 1 e fase 2 (§ 5.6 della presente relazione): la verifica delle tensioni, in entrambe le fasi, viene eseguita sia per la combinazione caratteristica rara $G_1+G_2+Q_{k1}$ che per la combinazione caratteristica quasi permanente $G_1+G_2+\psi_{21}\cdot Q_{k1}$ ove $\psi_{21}=0$ (§ 5.1.3.13 N.T.C.);
- Condizione di stato limite ultimo: dato il tipo di struttura in esame, le forze orizzontali per frenatura e sisma orizzontale non sono significative per le verifiche dell'impalcato. Si considera la componente verticale del sisma in quanto l'impalcato è costituito da elementi precompressi. Per la verifica allo stato limite ultimo la combinazione che si considera è la seguente:

$$\gamma_{G1}\cdot G_1+\gamma_{G2}\cdot G_2+\gamma_P\cdot P+\gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} \quad (\text{combinazione fondamentale})$$

$$E+G_1+G_2+P+\psi_{21}\cdot Q_{k1} \quad (\text{combinazione sismica})$$

ove $\gamma_{G1}=\gamma_{G2}=1,35$ (permanenti portati sono compiutamente definiti), $\gamma_P=1$, $\gamma_{Q1}=1,50$ e $\psi_{21}=0$.

5.5.2 Combinazioni per la verifica delle pile

Nelle diverse tipologie di verifica sviluppate per le pile sono impiegate tre differenti combinazioni di carico allo stato limite ultimo come di seguito indicate. Si hanno:

- Combinazione 1 – gruppo di azioni 1 (tab. 5.1.IV delle N.T.C.):

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

dove Q_{k1} è il valore caratteristico dello schema di carico 1, $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,35$ (in quanto i carichi permanenti portati sono compiutamente definiti) e $\gamma_{Q1} = 1,50$.

Per questa combinazione si considerano due situazioni di carichi mobili:

Combinazione 1a con carichi mobili solo su un impalcato

- **Combinazione 1b** con carichi mobili su due impalcati

- Combinazione 2 – Gruppo di azioni 2a (tab.5.1.IV delle N.T.C.)

Il gruppo 2a assume come carico caratteristico la frenatura abbinata al valore frequente dello schema di carico 1:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_1 \cdot Q_{k2}$$

dove Q_{k1} è il valore caratteristico della frenatura una volta con un solo impalcato carico e la seconda volta con due impalcati carichi.

In questa combinazione $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,35$ (permanentemente portati compiutamente definiti), $\gamma_{Q1} = \gamma_{Q2} = 1,50$ e $\Psi_1 = 0,75$ (valore frequente).

Per questa combinazione si considerano due situazioni di carichi mobili:

Combinazione 2a con carichi mobili solo su un impalcato

- **Combinazione 2b** con carichi mobili su due impalcati

- Combinazione 3 – Combinazione sismica:

$$E + G1 + G2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

dove Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione del traffico e $\Psi_{21} = 0$.

5.6 VERIFICA LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO MANUFATTI 'A' E 'B'

La verifica longitudinale dell'impalcato viene eseguita in sede di progetto definitivo nella sezione di mezzzeria ed agli appoggi considerando le due fasi esecutive:

- fase 1 – posa delle travi e getto della soletta: in questa fase il peso della soletta ed il peso proprio delle travi viene sopportato dalle sole travi;
- fase 2 – impalcato completo: in questa fase si considerano i carichi permanenti portati ed i carichi accidentali.

Nella sottostante Figura 35 si riporta la sezione trasversale dell'impalcato.

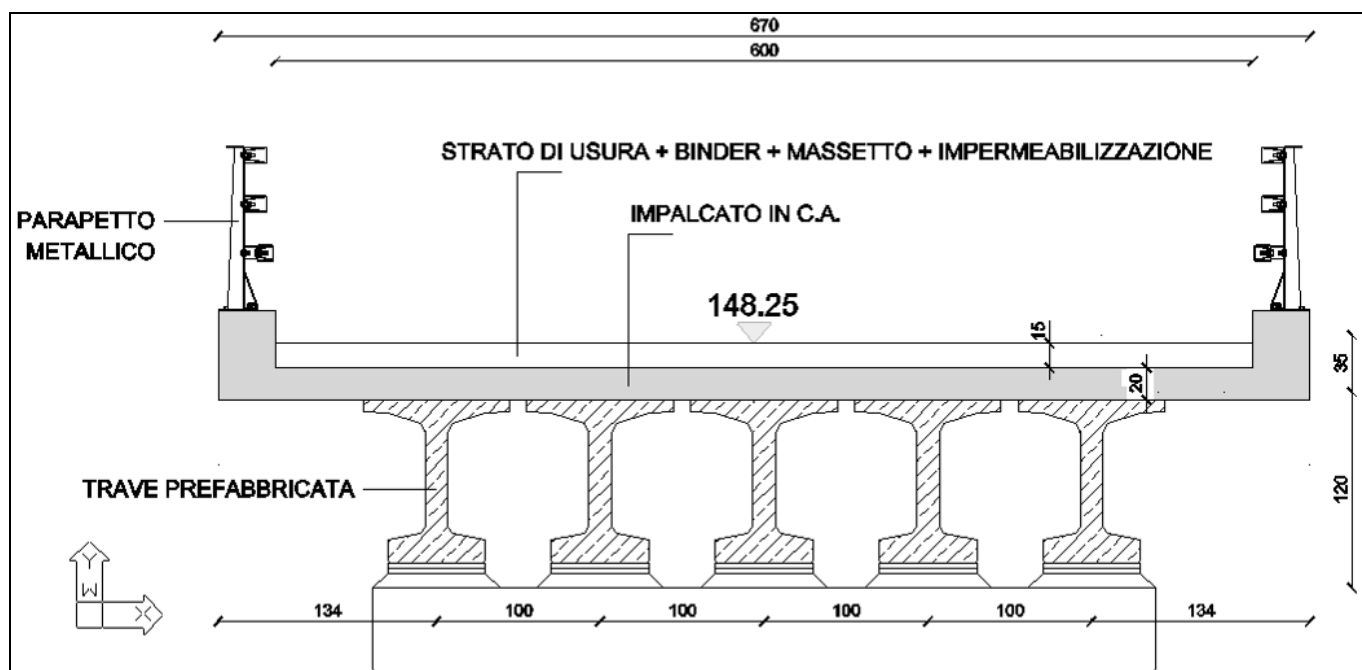


Figura 35 – Sezione trasversale dell'impalcato

La trave prefabbricata ha le seguenti caratteristiche inerziali e geometriche:

Area	2.921 cm ²
Distanza baricentro – lembo superiore	49,09 cm
Distanza baricentro – lembo inferiore	50,91 cm
Momento statico rispetto al bordo superiore:	143.390 cm ³
Momento d'inerzia asse baricentrico:	4.017.469 cm ⁴
W superiore	81.831 cm ³
W inferiore	78.920 cm ³
Peso proprio della trave:	7,30 kN/m

L'armatura della trave è riportata in Figura 36 ed è costituita da 20 trefoli inferiori e 6 trefoli superiori da 0,7" (area 1,90 cm²) pretesati a 190 kN.

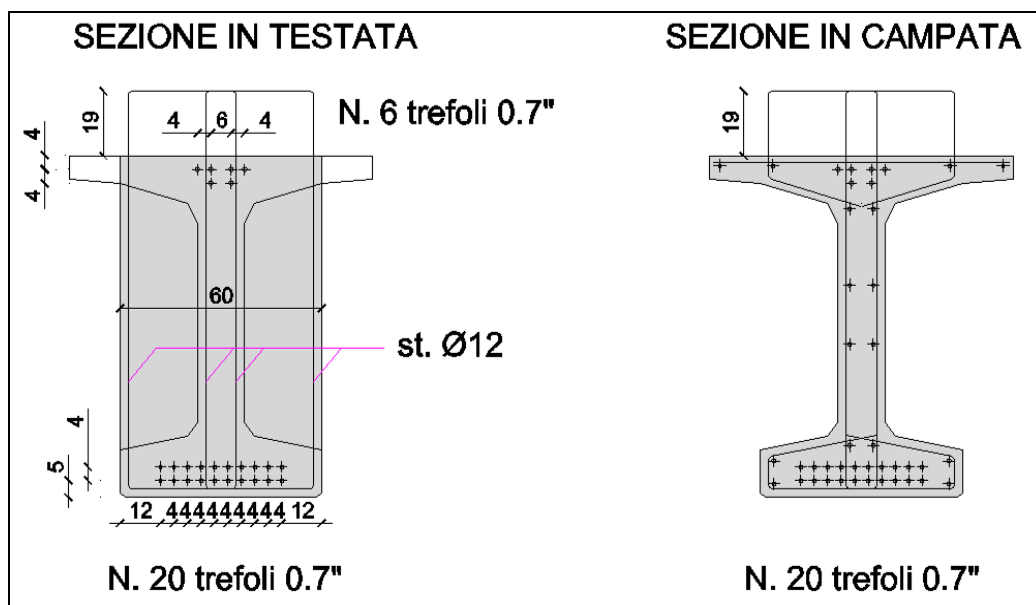


Figura 36 – Armatura delle travi in c.a.p.

Trattandosi di un progetto definitivo, le verifiche si eseguono per la sezione di mezzeria (momento flettente massimo) ed agli appoggi (taglio massimo).

5.6.1 Analisi dei carichi

Carico permanente strutturale

Per ogni trave, in fase di getto risulta:

Peso proprio della trave	$0,2921 \cdot 25$	7,30	kN/m
Peso getto della soletta su singola trave (caso più sfavorevole – trave esterna)	$(1,34 + 0,50) \cdot 0,20 \cdot 25$	9,20	kN/m
	Totale	16,50	kN/m

Le azioni sollecitanti sono pertanto:

Momento in mezzeria	$1/8 \cdot 16,50 \cdot 25,00^2$	1.289,06	kNm
Taglio agli appoggi	$1/2 \cdot 16,50 \cdot 25,00$	206,25	kN
Momento in mezzeria in fase di precompressione	$1/8 \cdot 7,30 \cdot 25,00^2$	570,31	kNm

Carichi permanenti portati

Cordoli laterali	$2 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot 25$	6,13	kN/m
Parapetti	$2 \cdot 1,00$	2,00	kN/m
Pavimentazione	$0,15 \cdot 6,0 \cdot 20$	18,00	kN/m
	Totale	26,13	kN/m

Le relative azioni sollecitanti sono:

Momento in mezzeria	$1/8 \cdot 26,13 \cdot 25,00^2$	2041,40	kNm
Taglio agli appoggi	$1/2 \cdot 26,13 \cdot 25,00$	326,63	kN

Carichi mobili

Con riferimento al paragrafo 5.1.3.3.5 delle N.T.C., i carichi che si considerano sulla corsia n. 1 sono un carico tandem costituito da due assali con interasse di 1,20 m e carico per asse pari a 240 kN, ed un carico distribuito $q_{ik}=7,2 \text{ kN/m}^2$, mentre sulla corsia n. 2 si applicano i carichi associati ai ponti di prima categoria ovvero carico tandem costituito da due assali con interasse di 1,20 m e carico per asse pari a 200 kN ed un carico distribuito $q_{ik}=2,5 \text{ kN/m}^2$.

Si hanno, quindi:

Momento in mezzeria carico tandem – corsia n. 1	$240 \cdot (25,00/2 - 0,60)$	2.856,00	kNm
Momento in mezzeria carico tandem – corsia n. 2	$200 \cdot (25,00/2 - 0,60)$	2.380,00	kNm
Momento in mezzeria carico distribuito – corsia n. 1	$1/8 \cdot 7,2 \cdot 3,0 \cdot 25,00^2$	1687,50	kNm
Momento in mezzeria carico distribuito – corsia n. 2	$1/8 \cdot 2,5 \cdot 3,0 \cdot 25,00^2$	585,94	kNm
	Totale	7.509,44	kNm
Taglio agli appoggi per carico tandem – corsia n. 1	$2 \cdot 240 \cdot (25,00 - 0,60)/25,00$	468,48	kN
Taglio agli appoggi per carico tandem – corsia n. 2	$2 \cdot 200 \cdot (25,00 - 0,60)/25,00$	390,40	kN
Taglio agli appoggi per carico distribuito – corsia n. 1	$7,20 \cdot 3,0 \cdot 25,00/2$	270,0	kN
Taglio agli appoggi per carico distribuito – corsia n. 2	$2,50 \cdot 3,0 \cdot 25,00/2$	93,75	kN
	Totale	1.222,63	kN

5.6.2 Verifica delle tensioni in condizioni di esercizio

La verifica delle tensioni allo stato limite di esercizio viene eseguita per le combinazioni indicate nel precedente § 5.5.1.

Per entrambe le combinazioni (rara e quasi permanente), la verifica delle tensioni negli acciai e nei calcestruzzi si esegue a pressoflessione nella sezione di mezzeria, considerando le fasi di costruzione dell'impalcato ed ipotizzando che tutte le perdite di precompressione avvengano subito dopo la tesatura e prima del getto della soletta.

Le perdite sono valutate pari al 18% del tiro iniziale.

Dai risultati sotto riportati ne deriva che i valori delle tensioni sono inferiori ai valori limite riportati al precedente § 3.

5.6.2.1. Fase di tesatura

Si verifica che in fase di tesatura le tensioni di compressione nel calcestruzzo al lembo inferiore non superino il valore previsto dalla normativa per questa fase.

In Figura 37 si riportano i valori delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati nella sezione di mezzeria considerando il 100% della precompressione prevista ed un momento di peso proprio della trave pari a 570,31 kNm.

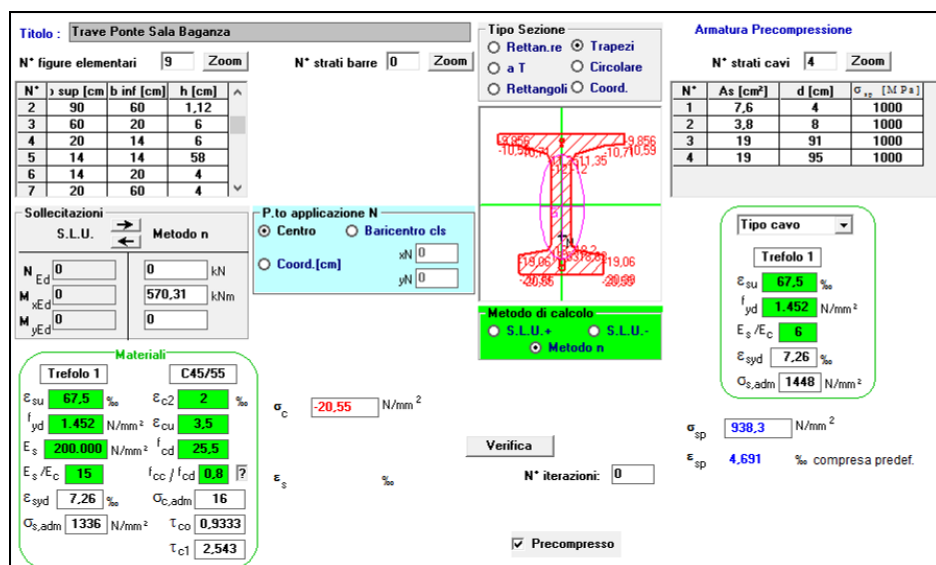


Figura 37 – Calcolo delle tensioni in fase di tesatura

La tensione di compressione nel calcestruzzo al bordo inferiore della trave risulta pari a 20,55 MPa. Pertanto, la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro deve essere $f_{ckj} > 29,36$ MPa.

5.6.2.2. Fase di getto della soletta

Si assume una perdita di precompressione pari al 18% ed un momento pari a 1.289,06 kNm dovuto al peso proprio ed al peso della soletta (carichi permanenti strutturali) assunti per il caso più sfavorevole della trave di bordo dell'impalcato. In Figura 38 e Figura 39 si riporta il calcolo delle tensioni in questa fase.

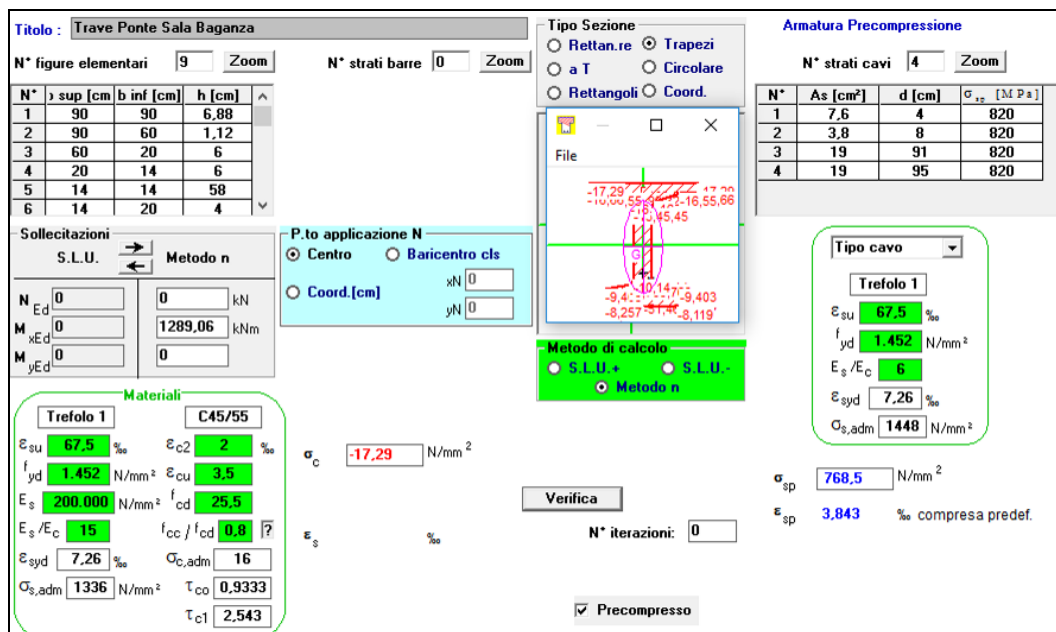


Figura 38 - Calcolo delle tensioni in fase di getto della soletta

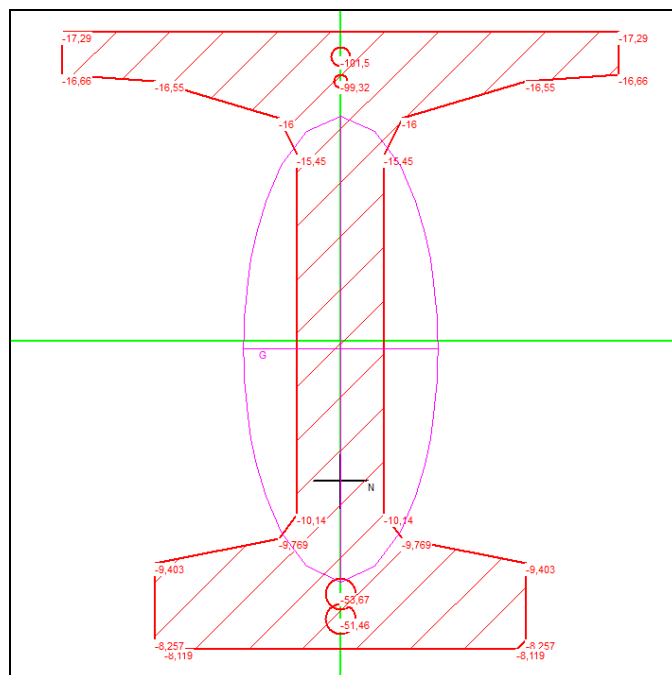


Figura 39 - Tensioni in fase di getto della soletta

Le tensioni massime nell'acciaio e nel calcestruzzo risultano:

- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore trave:	17,29	MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo inferiore trave:	8,11	MPa
- Tensione nell'acciaio inferiore:	769	MPa
- Tensione nell'acciaio superiore:	751	MPa

5.6.2.3. Fase finale combinazione rara

Si considera la sezione a T equivalente all'impalcato (travi + soletta) riportata in Figura 40 con applicato un momento flettente pari a:

$$M = 7509,44 + 2041,40 = 9550,84 \text{ kNm}$$

ove 7509,44 kNm è il momento dovuto ai carichi mobili e 2041,40 kNm è il momento per i carichi permanenti portati.

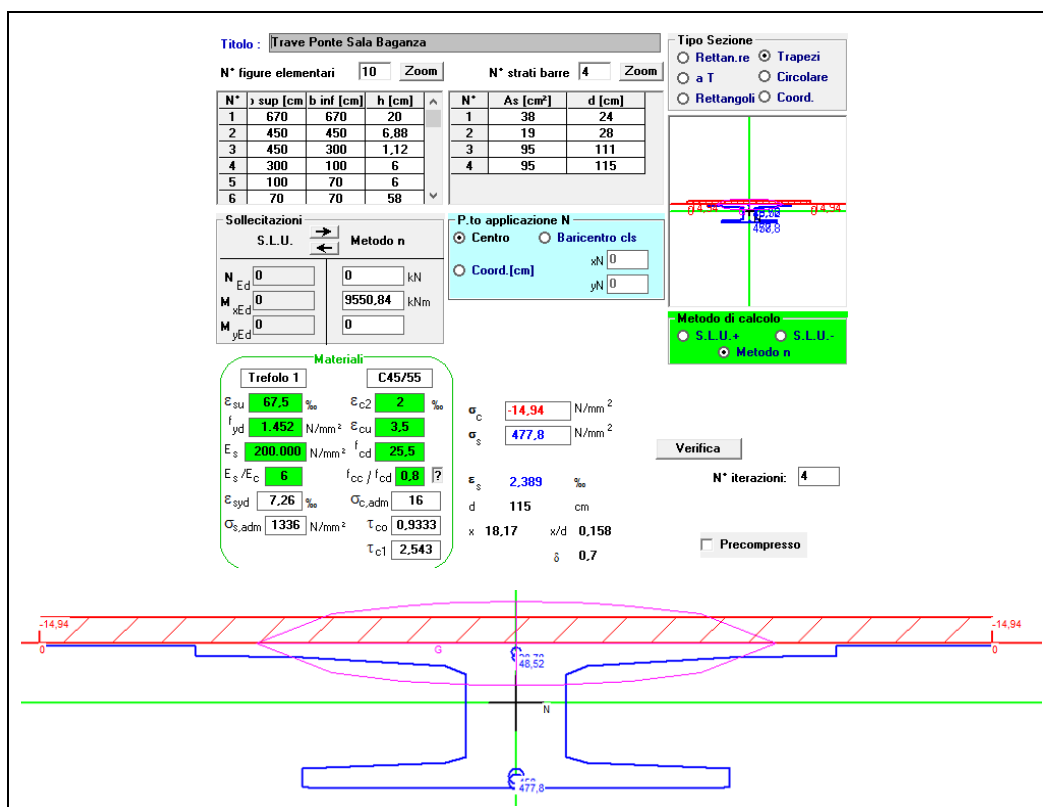


Figura 40 – Calcolo delle tensioni nella fase finale combinazione rara

Si ha quindi:

- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore soletta: 14,94 MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore trave: $17,29+0,0 = 17,29$ MPa
- Tensione nell'acciaio inferiore: $768,5+477 = 1245,5$ MPa
- Tensione nell'acciaio superiore: $751+48,5 = 799,5$ MPa

Visto che la sezione risulta parzializzata, ai sensi delle N.T.C. par. 4.1.8, in fase di progetto esecutivo particolare attenzione dovrà essere posta alla resistenza a fatica dell'acciaio in presenza di sollecitazioni ripetute.

5.6.2.4. Fase finale quasi permanente

Si considera la sezione a T riportata in Figura 41 con applicato un momento flettente $M = 2041,40$ kNm, relativo ai carichi permanenti portati.

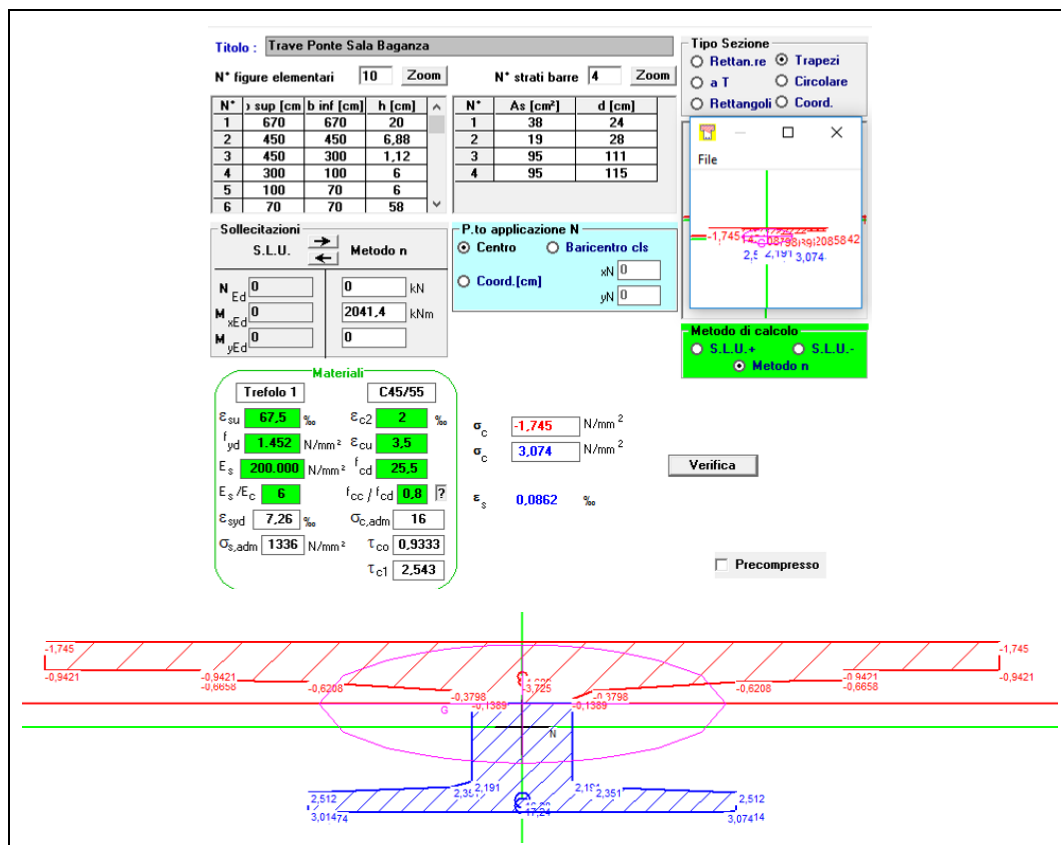


Figura 41 - Calcolo delle tensioni nella fase finale combinazione quasi permanente

Si ha quindi:

- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore trave: $17,29 + 0,94 = 18,23$ MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo inferiore trave: $8,11 - 3,07 = 5,04$ MPa
- Tensione nell'acciaio inferiore: $768,5 + 17,24 = 785,7$ MPa
- Tensione nell'acciaio superiore: $751 - 3,72 = 747,3$ MPa

5.6.3 Verifica allo slu della sezione di mezzeria per pressoflessione

Le considerazioni inerenti le combinazioni di carico sono riportate nel precedente § 5.5.1.

Il dominio M-N viene calcolato sulla sezione complessiva dell'impalcato considerando la sezione in calcestruzzo armato normale e $P=0$.

I valori dei momenti flettenti di calcolo M_d in mezzeria si ricavano, per le due combinazioni esaminate, moltiplicando i momenti flettenti delle azioni elementari per i coefficienti parziali. Risulta quindi:

Combinazione fondamentale

	M (kNm)	γ	M_d (kNm)
Momento peso trave e soletta	5.468,74*	1,35	7.382,80
Carichi permanenti portati	2.041,40	1,35	2.755,89
Carichi mobili	7.509,44	1,5	11.264,16
Totale			21.402,85

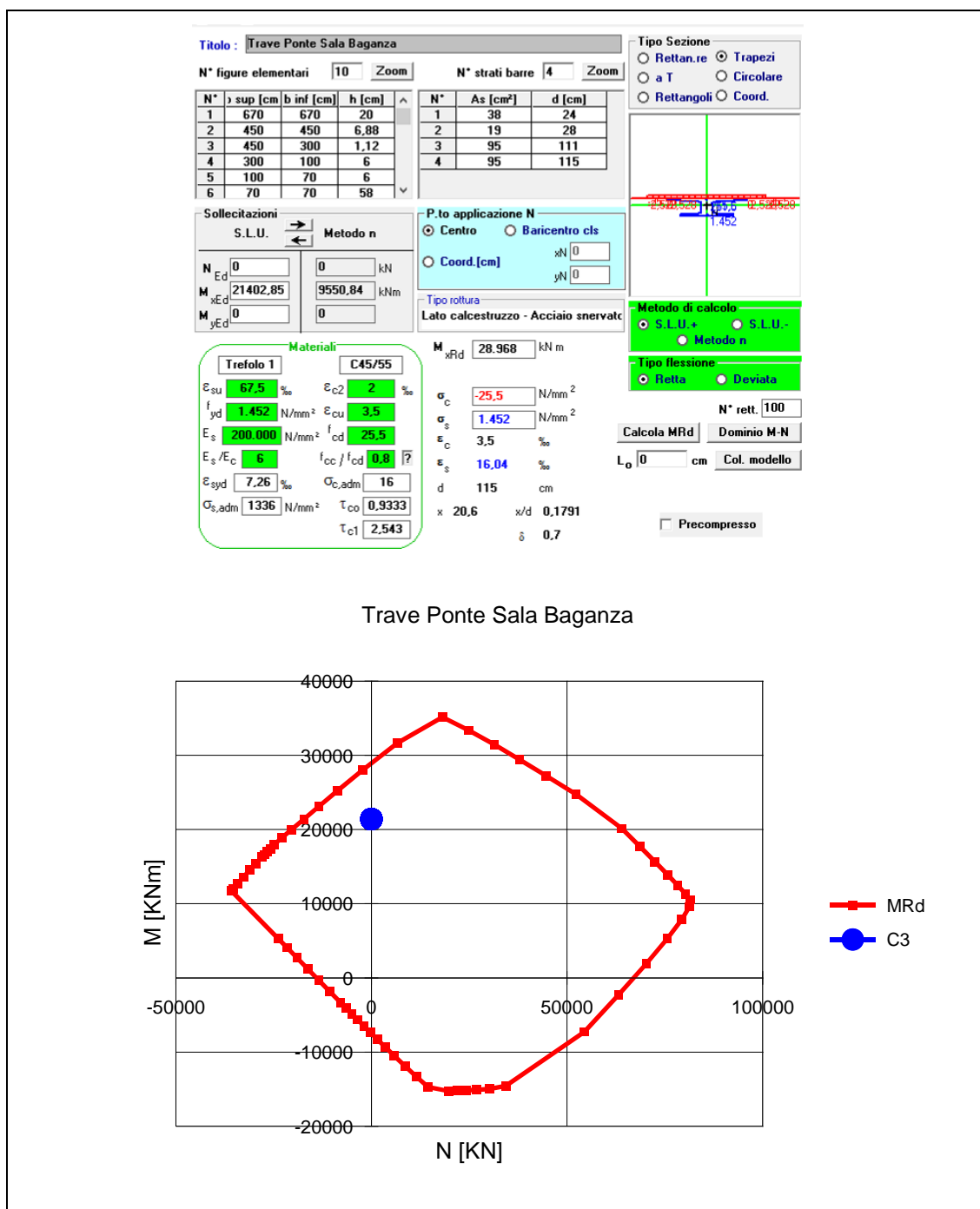
* $570,31 \text{ kNm/trave} \times 5 \text{ travi} + 1/8 \times (6,70 \times 0,20 \times 25) \times 25^2$ (soletta)

Combinazione sismica

	M (kNm)	γ	M_d (kNm)
Momento peso trave e soletta	5.468,74	1	5.468,74
Carichi permanenti portati	2.041,40	1	2.041,40
Sisma verticale	4295,80**	1	2.457,20
Totale			9.967,34

** ottenuto moltiplicando la somma dei momenti dei pesi propri e carichi permanenti per $S_d(g)=0,572$

La verifica effettuata per la combinazione fondamentale (più gravosa rispetto alla combinazione sismica) è riportata in Figura 42, dalla quale si evince che il momento sollecitante (M_{xEd}) è minore di quello resistente (M_{xRd}).



5.6.4 Verifiche a taglio

Le verifiche a taglio si svolgono per la sezione di appoggio e per le seguenti fibre significative:

- baricentro trave in fase di getto in presenza di precompressione;
- superficie di scorrimento trave-soletta in fase finale in condizioni di calcestruzzo armato normale.

Si considera inoltre la combinazione fondamentale in quanto le sollecitazioni per la combinazione sismica risultano inferiori.

Baricentro trave precompressa in fase di getto

Il taglio agente allo stato limite ultimo è (v. precedente § 5.6.1):

$$V_{Ed}=206,25 \cdot 1,35 = 278,44 \text{ kN}$$

Il taglio resistente si calcola con la formula semplificata, valida per elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (§ 4.1.2.1.3.1. delle N.T.C.):

$$V_{Rd}=0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2}$$

Con riferimento al precedente § 5.6.2.2, a livello di baricentro della sezione si ha $b_w=14$ cm, $d=95$ cm, $f_{ctd}=1,76$ MPa e $\sigma_{cp}=0,2 \cdot f_{cd}=5,10$ MPa (tensione di compressione a livello baricentrico par. 4.1.2.1.3.1. delle N.T.C.). Quindi, il taglio resistente (assumendo a favore di sicurezza b_w pari alla larghezza anima in campata) è:

$$V_{Rd}=0,7 \cdot 140 \cdot 950 \cdot (1,76^2 + 5,10 \cdot 1,76)^{1/2} \cdot 10^{-3} = 323,5 \text{ kN}$$

Siccome $V_{Ed} < V_{Rd}$, la verifica è soddisfatta.

Superficie di scorrimento trave-soletta in fase finale

In fase finale, per la combinazione fondamentale (SLU), considerando la sezione in calcestruzzo armato normale, il taglio agente V_{Ed} per l'intero impalcato è riportato in tabella:

	T (kN)	γ	T_d (kN)
Taglio peso trave e soletta*	875,00	1,35	1.181,25
Carichi permanenti portati	326,63	1,35	440,95
Carichi mobili	1.222,63	1,5	1.833,95
$V_{Ed} =$			3.456,15

$$* \text{ Taglio peso trave e soletta} = \frac{1}{2} \cdot (5 \cdot 7,30 + 6,70 \cdot 0,20 \cdot 25) \cdot 25$$

Le cinque travi sono armate con staffe Ø12, aventi agli estremi un passo di 10 cm e alle estremità 4 bracci per ogni singola trave. L'armatura a taglio dell'impalcato è, pertanto, costituita da staffe a 20 braccia con passo di 10 cm.

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio proposto al § 4.1.2.1.3.2. delle N.T.C. relativo agli elementi con armature trasversali resistenti al taglio. La resistenza al taglio è la minore delle due resistenze a "taglio trazione" (V_{Rsd}) ed a "taglio compressione" (V_{Rcd}).

Si considera che alle estremità, in corrispondenza del taglio massimo, la trave ha una larghezza pari a 60,0 cm (cfr. Figura 36).

Pertanto, massimizzando la resistenza al taglio, nel caso in esame si ottiene $\theta = 33,12^\circ$ e:

$$V_{Rsd} = V_{Rcd} = 14.030,0 \text{ kN}$$

Siccome il taglio resistente è maggiore di quello sollecitante, la verifica è soddisfatta.

5.6.5 Verifica a fessurazione

Al precedente § 5.6.2.4 si dimostra che la sezione di mezzeria sotto la condizione di carico accidentale massimo risulta sempre compressa. Pertanto, il limite di decompressione previsto dalla normativa e richiamato al precedente § 3 è rispettato anche per la condizione di carico accidentale massimo.

5.6.6 Verifica allo stato limite di deformazione in mezzeria

Si effettua la verifica ai sensi del punto 5.1.4.5 delle N.T.C.

L'entità dei carichi mobili corrisponde al carico flettente assunto nella verifica della sezione trasversale di cui al § 5.6.2.3.

L'inerzia della sezione trasversale calcolata parzializzata vale $I = 0,14464 \text{ m}^4$

Si assume come modulo $E = 36416 \text{ N/mm}^2$, da cui:

$$f = (5/384ql^4 + P \cdot a \cdot (3l^2 - 4l^2))/24 EI$$

Sostituendo $l = 25,00 \text{ m}$, $q = 29,1 \text{ kN/m}$ e $P = 440 \text{ kN}$ si ottiene:

$$f = (5/384 \cdot 29,1 \cdot 25,00^4 + 440 \cdot 11,90 \cdot (3 \cdot 25,00^2 - 4 \cdot 11,90^2))/24 / (0,14464 \cdot 36,416 \cdot 10^6) = 0,0823 \text{ m}$$

Siccome risulta $l/f = 303$, la verifica allo stato limite di deformazione è soddisfatta. Si valuterà, in fase di progetto esecutivo, se fornire le travi prefabbricate con una quota di monta iniziale per diminuire ulteriormente la deformazione finale.

5.7 VERIFICA DELLA SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO MANUFATTI 'A' E 'B'

Si verifica la soletta come elemento inflesso in direzione perpendicolare alla tessitura delle travi, con sbalzo di 89 cm.

Lo spessore della soletta collaborante con le travi è di 20 cm; lo schema di calcolo è di sbalzo con luce di calcolo $L = 89$ cm, di cui 35 sono occupati dal parapetto.

Come carico accidentale sullo sbalzo si assume un'impronta dello schema di carico 2.

Di seguito si riporta il valore delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella sezione di incastro e $Q_k = 240$ kN (risultante del carico sulla singola rimonta).

		Taglio (kN/m)	Momento (kNm/m)
Peso proprio	$0,20 \cdot 0,89 \cdot 25$	4,45	1,98
Cordoli laterali	$0,35 \cdot 0,35 \cdot 25$	3,06	2,19
Parapetti	1,00	1,00	0,72
Pavimentazione	$0,15 \cdot 0,54 \cdot 20$	1,62	0,44
Totale		10,13	5,33

Considerando la ripartizione nella soletta e nello spessore della pavimentazione, l'impronta del carico diventa:

$$a = 0,60 + 2 \cdot 0,15 + 0,20 = 1,10 \text{ m (lato ortogonale alle travi);}$$

$$b = 0,35 + 2 \cdot 0,15 + 0,20 = 0,85 \text{ m,}$$

e quindi:

$$q = 240 / (1,1 \cdot 0,85) = 257 \text{ kN/m}^2$$

Essendo la luce di sbalzo occupata dal carico $l = 0,54$ m, si ha:

$$M = 0,85 \cdot 257 \cdot 0,99^2 / 2 = 107,05 \text{ kNm}$$

essendo 0,99 m la luce di calcolo, pari a 0,54 m più metà larghezza della trave in c.a.p. (0,45 m).

Per tenere conto dell'effetto piastra, si considera una ripartizione orizzontale di 1/1; la larghezza della soletta interessata risulta $b = 0,85 + 2 \cdot 0,99 = 2,83$ m, da cui:

$$M = 107,05 / 2,83 = 37,83 \text{ kNm/m}$$

Pertanto, il momento di progetto allo SLU è:

$$M_d = 1,35 \cdot 5,33 + 1,50 \cdot 37,83 = 63,94 \text{ kNm/m}$$

La sezione, come detto alta 20 cm, è armata lungo il lembo superiore con barre Ø16 passo 15 cm e lungo il lembo inferiore con barre Ø12 passo 20 cm.

La verifica è riportata nella Figura 43, dalla quale si evince che il momento resistente è maggiore di quello sollecitante allo SLU.

Titolo: Soletta Impalcato

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	13,34	16

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 63,94 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 74,67 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 10,38 ‰
 d 16 cm
 x 4,035 x/d 0,2522
 δ 0,7552

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Figura 43 – Verifica della sezione trasversale dell'impalcato

5.8 VERIFICA LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO MANUFATTO 'C'

La verifica longitudinale dell'impalcato viene eseguita in sede di progetto definitivo nella sezione di mezzzeria ed agli appoggi considerando le due fasi esecutive:

- fase 1 – posa delle travi e getto della soletta: in questa fase il peso della soletta ed il peso proprio delle travi viene sopportato dalle sole travi;
- fase 2 – impalcato completo: in questa fase si considerano i carichi permanenti portati ed i carichi accidentali.

Nella sottostante Figura 44 si riporta la sezione trasversale dell'impalcato.

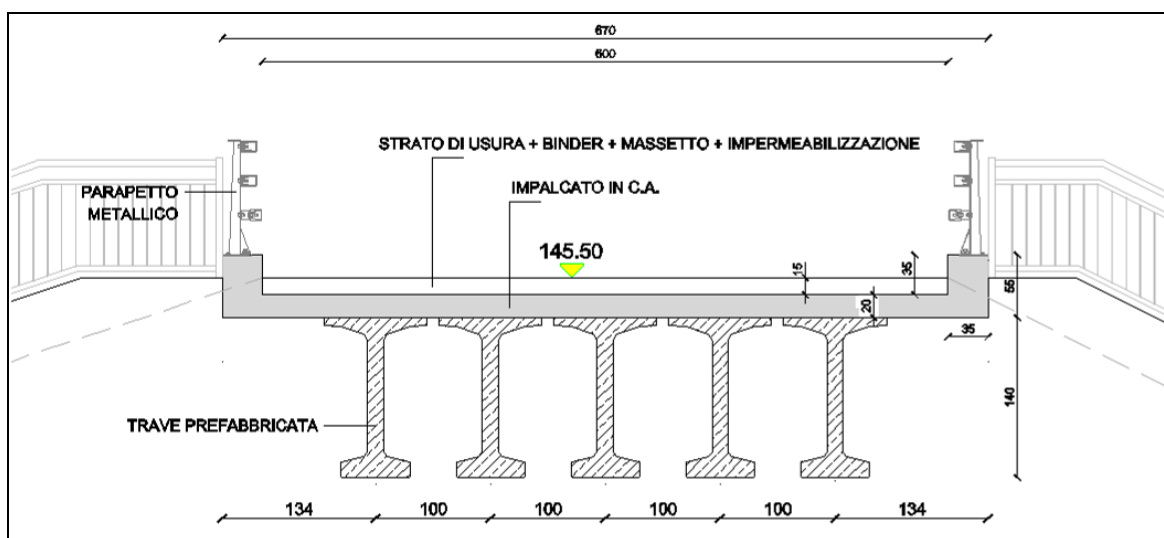


Figura 44 – Sezione trasversale dell'impalcato

La trave prefabbricata ha le seguenti caratteristiche inerziali e geometriche:

Area	3.483 cm ²
Distanza baricentro – lembo superiore	69,23 cm
Distanza baricentro – lembo inferiore	70,77 cm
Momento statico rispetto al bordo superiore:	241.123 cm ³
Momento d'inerzia asse baricentrico:	9.291.449 cm ⁴
W superiore	134.212 cm ³
W inferiore	131.290 cm ³
Peso proprio della trave:	8,71 kN/m

L'armatura della trave è riportata in Figura 45 ed è costituita da 20 trefoli inferiori e 6 trefoli superiori da 0,7" (area 1,90 cm²) pretesati a 282,7 kN.

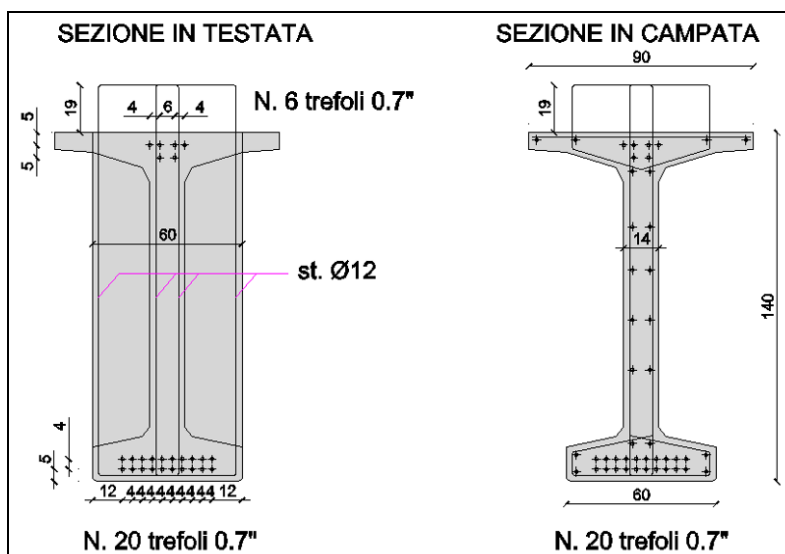


Figura 45 – Armatura delle travi in c.a.p.

Trattandosi di un progetto definitivo, le verifiche si eseguono per la sezione di mezzzeria (momento flettente massimo) ed agli appoggi (taglio massimo).

5.8.1 Analisi dei carichi

Carico permanente strutturale

Per ogni trave, in fase di getto risulta:

Peso proprio della trave	$0,3483 \cdot 25$	8,71	kN/m
Peso getto della soletta su singola trave (caso più sfavorevole – trave esterna)	$(1,34 + 0,50) \cdot 0,20 \cdot 25$	9,20	kN/m
	Totale	17,91	kN/m

Le azioni sollecitanti sono pertanto:

Momento in mezzzeria	$1/8 \cdot 17,91 \cdot 32,00^2$	2.292,48	kNm
Taglio agli appoggi	$1/2 \cdot 17,91 \cdot 32,00$	286,56	kN
Momento in mezzzeria in fase di precompressione	$1/8 \cdot 8,71 \cdot 32,00^2$	1.114,88	kNm

Carichi permanenti portati

Cordoli laterali	$2 \cdot 0,35 \cdot 0,35 \cdot 25$	6,13	kN/m
Parapetti	$2 \cdot 1,00$	2,00	kN/m
Pavimentazione	$0,15 \cdot 6,0 \cdot 20$	18,00	kN/m
	Totale	26,13	kN/m

Le relative azioni sollecitanti sono:

Momento in mezzzeria	$1/8 \cdot 26,13 \cdot 32,00^2$	3.344,64	kNm
Taglio agli appoggi	$1/2 \cdot 26,13 \cdot 32,00$	418,08	kN

Carichi mobili

Con riferimento al paragrafo 5.1.3.3.5 delle N.T.C., i carichi che si considerano sulla corsia n. 1 sono un carico tandem costituito da due assali con interasse di 1,20 m e carico per asse pari a 240 kN, ed un carico distribuito

$q_{ik}=7,2 \text{ kN/m}^2$, mentre sulla corsia n. 2 si applicano i carichi associati ai ponti di prima categoria ovvero carico tandem costituito da due assali con interasse di 1,20 m e carico per asse pari a 200 kN ed un carico distribuito $q_{ik}=2,5 \text{ kN/m}^2$.

Si hanno, quindi:

Momento in mezzeria carico tandem – corsia n. 1	$240 \cdot (32,00/2 - 0,60)$	3.696,00	kNm
Momento in mezzeria carico tandem – corsia n. 2	$200 \cdot (32,00/2 - 0,60)$	3.080,00	kNm
Momento in mezzeria carico distribuito – corsia n. 1	$1/8 \cdot 7,2 \cdot 3,0 \cdot 32,00^2$	2.764,80	kNm
Momento in mezzeria carico distribuito – corsia n. 2	$1/8 \cdot 2,5 \cdot 3,0 \cdot 32,00^2$	960,00	kNm
	Totale	10.500,80	kNm
Taglio agli appoggi per carico tandem – corsia n. 1	$2 \cdot 240 \cdot (32,00 - 0,60)/32,00$	471,00	kN
Taglio agli appoggi per carico tandem – corsia n. 2	$2 \cdot 200 \cdot (32,00 - 0,60)/32,00$	392,50	kN
Taglio agli appoggi per carico distribuito – corsia n. 1	$7,20 \cdot 3,0 \cdot 32,00/2$	345,60	kN
Taglio agli appoggi per carico distribuito – corsia n. 2	$2,50 \cdot 3,0 \cdot 32,00/2$	120,00	kN
	Totale	1.329,10	kN

5.8.2 Verifica delle tensioni in condizioni di esercizio

La verifica delle tensioni allo stato limite di esercizio viene eseguita per le combinazioni indicate nel precedente § 5.5.1.

Per entrambe le combinazioni (rara e quasi permanente), la verifica delle tensioni negli acciai e nei calcestruzzi si esegue a pressoflessione nella sezione di mezzeria, considerando le fasi di costruzione dell'impalcato ed ipotizzando che tutte le perdite di precompressione avvengano subito dopo la tesatura e prima del getto della soletta.

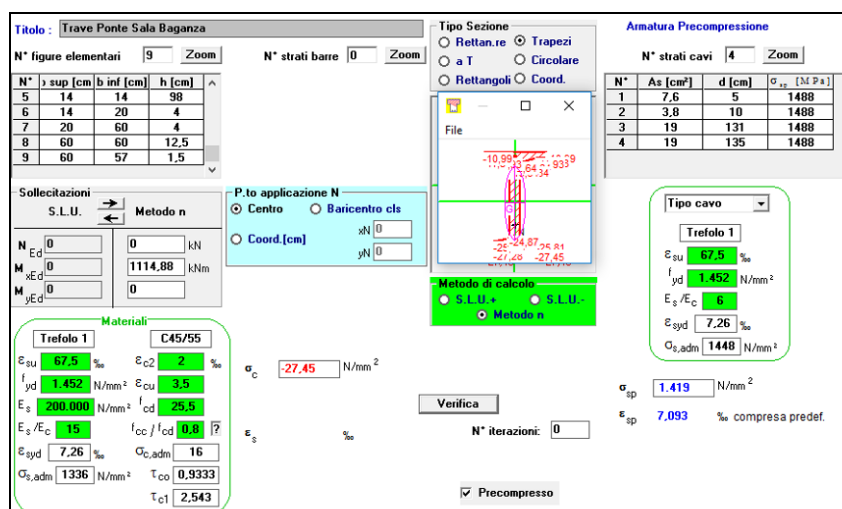
Le perdite sono valutate pari al 18% del tiro iniziale.

Dai risultati sotto riportati ne deriva che i valori delle tensioni sono inferiori ai valori limite riportati al precedente § 3.

5.8.2.1. Fase di tesatura

Si verifica che in fase di tesatura le tensioni di compressione nel calcestruzzo al lembo inferiore non superino il valore previsto dalla normativa per questa fase.

In Figura 46 si riportano i valori delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati nella sezione di mezzeria considerando il 100% della precompressione prevista ed un momento di peso proprio della trave pari a 1.114,88 kNm.



Titolo: Trave Ponte Sala Baganza

N° figure elementari: 9 **Zoom** **N° strati barre:** 0 **Zoom**

N°	x sup [cm]	b inf [cm]	h [cm]
5	14	14	98
6	14	20	4
7	20	60	4
8	60	60	12,5
9	60	57	1,5

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N° E_d 0 **kN**
M xEd 0 **kNm**
M yEd 0

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

Materiali: **Trefolo 1** C45/55
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 1,452 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25,5
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 7,26 % $G_{c,adm}$ 16
 $G_{s,adm}$ 1336 N/mm² τ_{co} 0,9333
 τ_{c1} 2,543

Armatura Precompressione: **N° strati cavi:** 4 **Zoom**

N°	As [cm ²]	d [cm]	σ_{pe} [MPa]
1	7,6	5	1488
2	3,8	10	1488
3	19	131	1488
4	19	135	1488

Tipo cavo: Trefolo 1
 E_{su} 67,5 %
 f_{yd} 1,452 N/mm²
 E_s/E_c 6
 E_{syd} 7,26 %
 $G_{s,adm}$ 1448 N/mm²

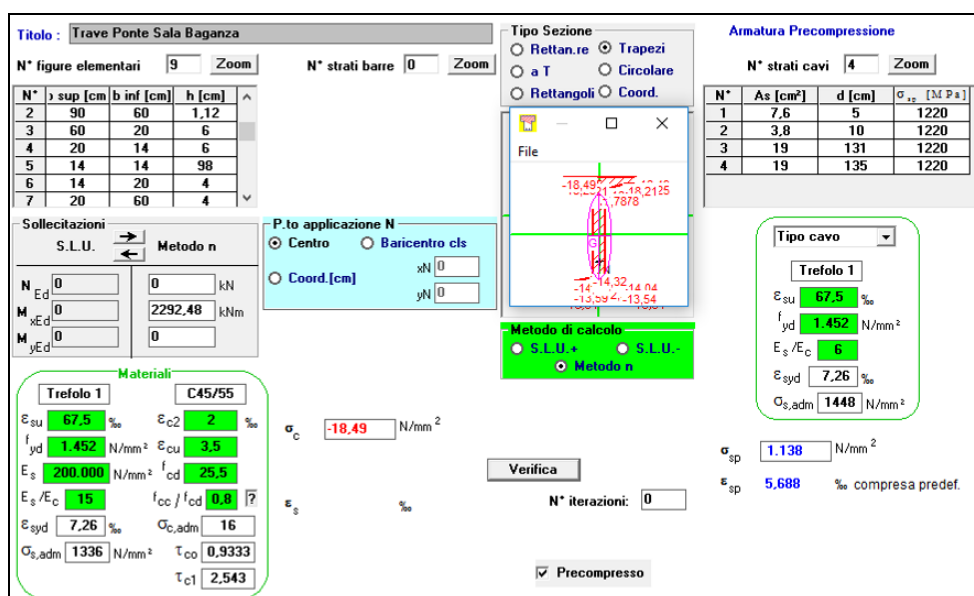
Verifica: σ_c -27,45 N/mm²
 σ_{sp} 1,419 N/mm²
 ϵ_{sp} 7,093 ‰ compressa predef.
N° iterazioni: 0 ☒ Precompresso

Figura 46 – Calcolo delle tensioni in fase di tesatura

La tensione di compressione nel calcestruzzo al bordo inferiore della trave risulta pari a 27,45 MPa. Pertanto, la resistenza caratteristica del calcestruzzo all'atto del tiro deve essere $f_{ckj} > 39,21$ MPa.

5.8.2.2. Fase di getto della soletta

Si assume una perdita di precompressione pari al 18% ed un momento pari a 2.292,48 kNm dovuto al peso proprio ed al peso della soletta (carichi permanenti strutturali) assunti per il caso più sfavorevole della trave di bordo dell'impalcato. In Figura 47 e Figura 48 si riporta il calcolo delle tensioni in questa fase.



Titolo: Trave Ponte Sala Baganza

N° figure elementari: 9 **Zoom** **N° strati barre:** 0 **Zoom**

N°	x sup [cm]	b inf [cm]	h [cm]
2	90	60	1,12
3	60	20	6
4	20	14	6
5	14	14	98
6	14	20	4
7	20	60	4

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N° E_d 0 **kN**
M xEd 0 **kNm**
M yEd 2292,48

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

Materiali: **Trefolo 1** C45/55
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 1,452 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25,5
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 7,26 % $G_{c,adm}$ 16
 $G_{s,adm}$ 1336 N/mm² τ_{co} 0,9333
 τ_{c1} 2,543

Armatura Precompressione: **N° strati cavi:** 4 **Zoom**

N°	As [cm ²]	d [cm]	σ_{pe} [MPa]
1	7,6	5	1220
2	3,8	10	1220
3	19	131	1220
4	19	135	1220

Tipo cavo: Trefolo 1
 E_{su} 67,5 %
 f_{yd} 1,452 N/mm²
 E_s/E_c 6
 E_{syd} 7,26 %
 $G_{s,adm}$ 1448 N/mm²

Verifica: σ_c -18,49 N/mm²
 σ_{sp} 1,138 N/mm²
 ϵ_{sp} 5,688 ‰ compressa predef.
N° iterazioni: 0 ☒ Precompresso

Figura 47 - Calcolo delle tensioni in fase di getto della soletta

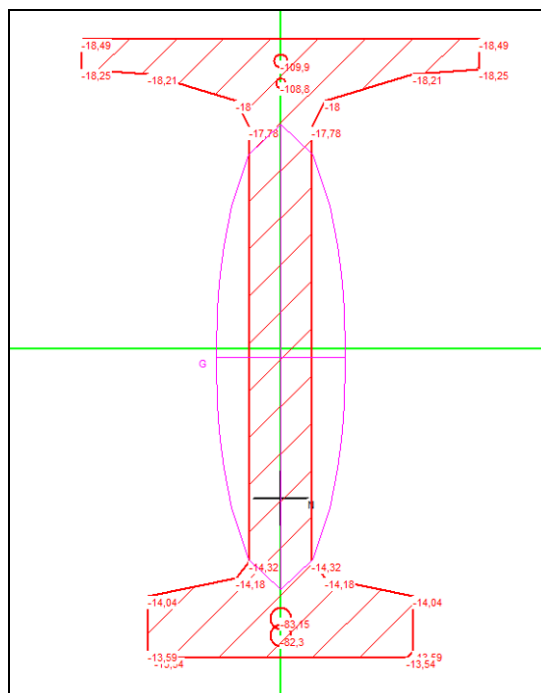


Figura 48 - Tensioni in fase di getto della soletta

Le tensioni massime nell'acciaio e nel calcestruzzo risultano:

- | | | |
|---|-------|-----|
| - Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore trave: | 18,49 | MPa |
| - Tensione nel calcestruzzo al lembo inferiore trave: | 13,54 | MPa |
| - Tensione nell'acciaio inferiore: | 1138 | MPa |
| - Tensione nell'acciaio superiore: | 1120 | MPa |

5.8.2.3. Fase finale combinazione rara

Si considera la sezione a T equivalente all'impalcato (travi + soletta) riportata in Figura 49 con applicato un momento flettente pari a:

$$M = 10.500,80 + 3.344,64 = 13.845,44 \text{ kNm}$$

ove 10.500,80 kNm è il momento dovuto ai carichi mobili e 3.344,64 kNm è il momento per i carichi permanenti portati.

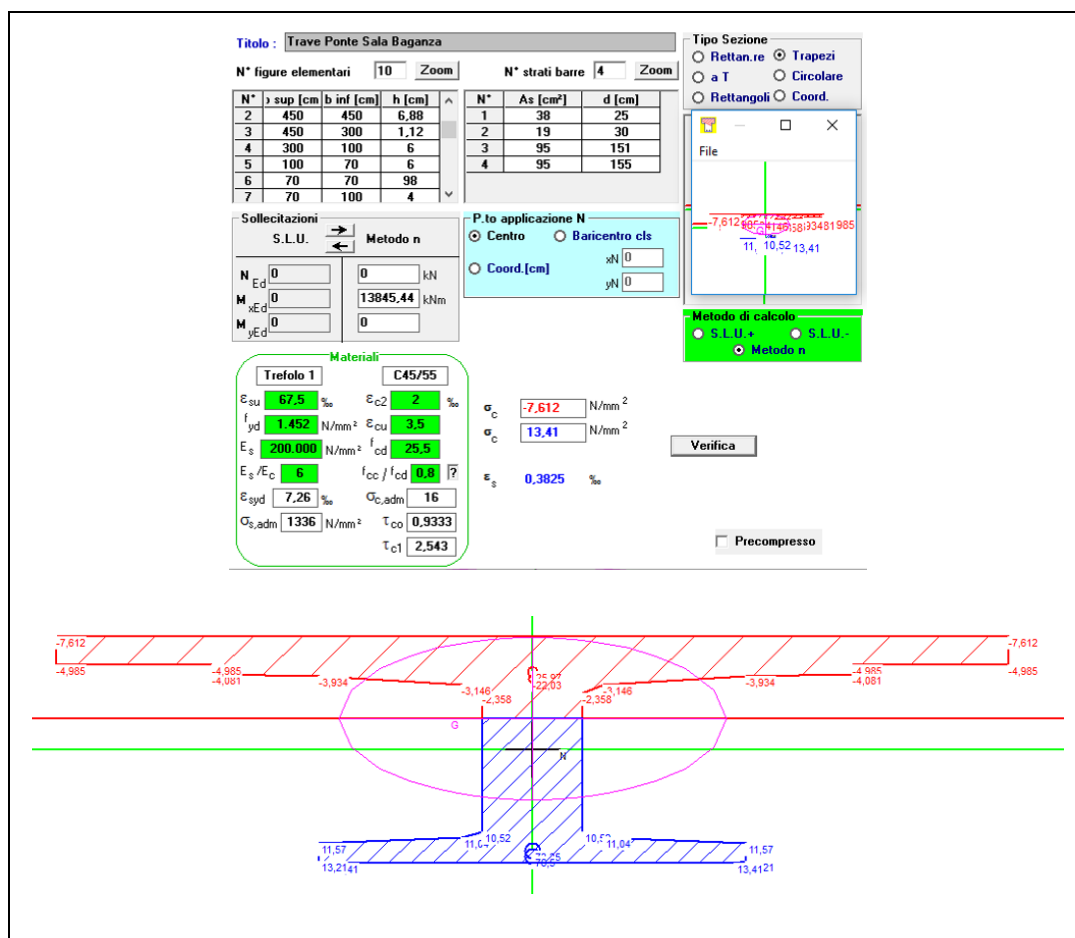


Figure 49 – Calcolo delle tensioni nella fase finale combinazione rara

Si ha quindi:

- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore soletta: 7,61 MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore trave: $18,49 + 4,99 = 23,48$ MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo inferiore trave: $13,54 - 13,41 = 0,13$ MPa
- Tensione nell'acciaio inferiore: $1138,0 + 70,50 = 1.208,50$ MPa
- Tensione nell'acciaio superiore: $1120,00 - 22,03 = 1.097,97$ MPa

La sezione non risulta parzializzata.

5.8.2.4. Fase finale quasi permanente

Si considera la sezione a T riportata in Figura 50 con applicato un momento flettente $M = 3.344,64$ kNm, relativo ai carichi permanenti portati.

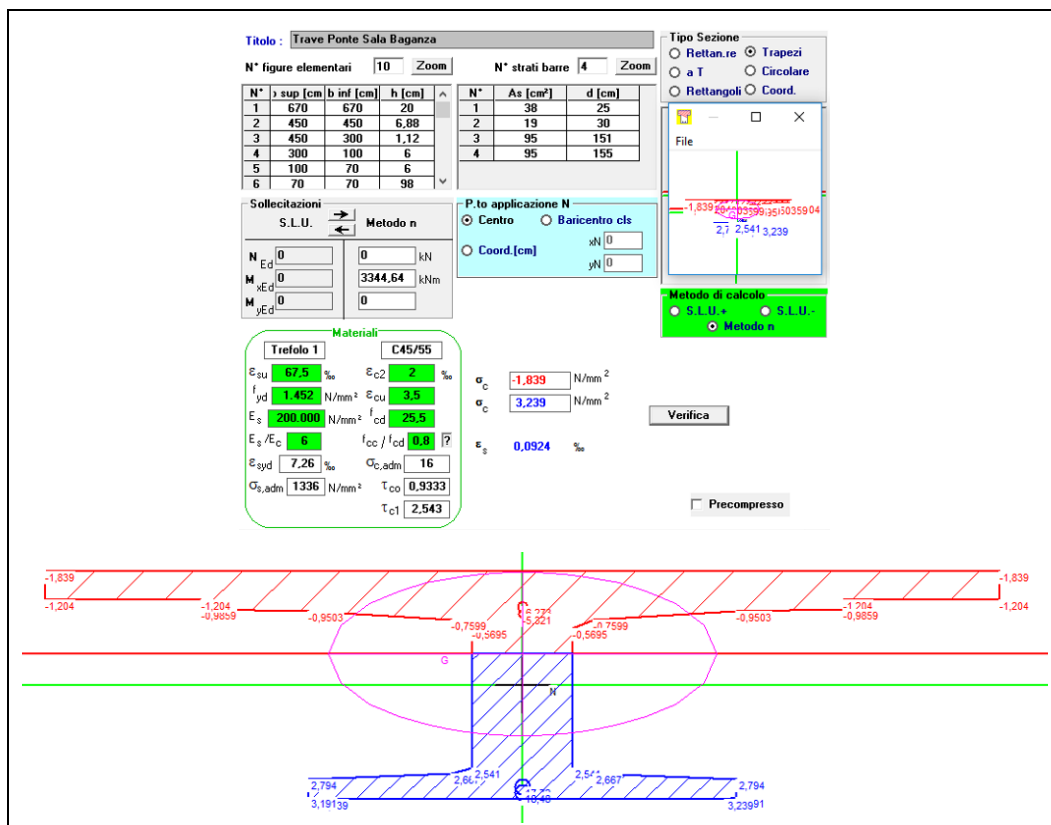


Figura 50 - Calcolo delle tensioni nella fase finale combinazione quasi permanente

Si ha quindi:

- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore trave: $18,49 + 1,20 = 19,69$ MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo inferiore trave: $13,54 - 3,24 = 10,30$ MPa
- Tensione nell'acciaio inferiore: $1138,0 + 18,48 = 1.156,48$ MPa
- Tensione nell'acciaio superiore: $1120 - 5,32 = 1.114,68$ MPa

5.8.3 Verifica allo slu della sezione di mezzeria per pressoflessione

Le considerazioni inerenti le combinazioni di carico sono riportate nel precedente § 5.5.1.

Il dominio M-N viene calcolato sulla sezione complessiva dell'impalcato considerando la sezione in calcestruzzo armato normale e $P=0$.

I valori dei momenti flettenti di calcolo M_d in mezzeria si ricavano, per le due combinazioni esaminate, moltiplicando i momenti flettenti delle azioni elementari per i coefficienti parziali. Risulta quindi:

Combinazione fondamentale

	M (kNm)	γ	M_d (kNm)
Momento peso trave e soletta	9.862,40*	1,35	13.314,24
Carichi permanenti portati	3.344,64	1,35	4.515,26
Carichi mobili	10.500,80	1,5	15.751,20
Totale			33.580,70

* $1.114,88 \text{ kNm/trave} \times 5 \text{ travi} + 1/8 \times (6,70 \times 0,20 \times 25) \times 32^2$ (soletta)

Combinazione sismica

	M (kNm)	γ	M_d (kNm)
Momento peso trave e soletta	9.862,40	1	9.862,40
Carichi permanenti portati	3.344,64	1	3.344,64
Sisma verticale	7.554,43**	1	7.554,43
Totale			20.761,47

** ottenuto moltiplicando la somma dei momenti dei pesi propri e carichi permanenti per $S_d(g)=0,572$

La verifica effettuata per la combinazione fondamentale (più gravosa rispetto alla combinazione sismica) è riportata in Figura 51, dalla quale si evince che il momento sollecitante (M_{xEd}) è minore di quello resistente (M_{xRd}).

Titolo: Trave Ponte Sala Baganza

N° figure elementari: 10 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	x sup [cm]	b inf [cm]	h [cm]
2	450	450	6,88
3	450	300	1,12
4	300	100	6
5	100	70	6
6	70	70	98
7	70	100	4

N°	As [cm²]	d [cm]
1	38	25
2	19	30
3	95	151
4	95	155

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 33580,7 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
Trefolo 1 C45/55
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 1.452 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25,5 ‰
E_s/E_c 6 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 7,26 ‰ σ_{c,adm} 16
σ_{s,adm} 1336 N/mm² τ_{co} 0,9333
τ_{c1} 2,543

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Devia

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

M_{xRd} 40.042 kNm
σ_c -25,5 N/mm²
σ_s 1.452 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 22,44 ‰
d 155 cm
x 20,91 x/d 0,1349
δ 0,7

☐ Precompresso

Trave Ponte Sala Baganza

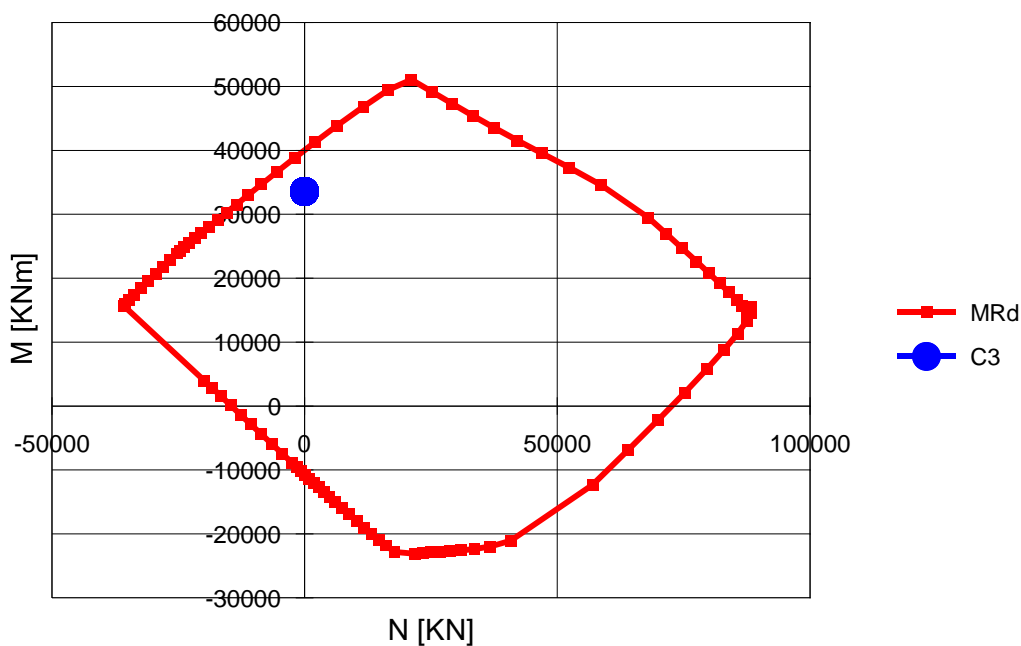


Figura 51 – Verifica allo SLU della sezione in mezzeria per pressoflessione

5.8.4 Verifiche a taglio

Le verifiche a taglio si svolgono per la sezione di appoggio e per le seguenti fibre significative:

- baricentro trave in fase di getto in presenza di precompressione;
- superficie di scorrimento trave-soletta in fase finale in condizioni di calcestruzzo armato normale.

Si considera inoltre la combinazione fondamentale in quanto le sollecitazioni per la combinazione sismica risultano inferiori.

Baricentro trave precompressa in fase di getto

Il taglio agente allo stato limite ultimo è (v. precedente § 5.6.1):

$$V_{Ed}=286,56 \cdot 1,35 = 386,85 \text{ kN}$$

Il taglio resistente si calcola con la formula semplificata, valida per elementi in c.a.p. disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (§ 4.1.2.1.3.1. delle N.T.C.):

$$V_{Rd}=0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2}$$

Con riferimento al precedente § 5.6.2.2, a livello di baricentro della sezione si ha $b_w=14$ cm, $d=135$ cm, $f_{ctd}=1,76$ MPa e $\sigma_{cp}=0,2 \cdot f_{cd}=5,10$ MPa (tensione di compressione a livello baricentrico par. 4.1.2.1.3.1. delle N.T.C.). Quindi, il taglio resistente (assumendo a favore di sicurezza b_w pari alla larghezza anima in campata) è:

$$V_{Rd}=0,7 \cdot 140 \cdot 1350 \cdot (1,76^2 + 5,10 \cdot 1,76)^{1/2} \cdot 10^{-3} = 459,7 \text{ kN}$$

Siccome $V_{Ed} < V_{Rd}$, la verifica è soddisfatta.

Superficie di scorrimento trave-soletta in fase finale

In fase finale, per la combinazione fondamentale (SLU), considerando la sezione in calcestruzzo armato normale, il taglio agente V_{Ed} per l'intero impalcato è riportato in tabella:

	T (kN)	γ	T_d (kN)
Taglio peso trave e soletta*	1.232,80*	1,35	1.664,28
Carichi permanenti portati	418,08	1,35	564,41
Carichi mobili	1.329,10	1,5	1.993,65
$V_{Ed} =$			4.222,34

$$* \text{ Taglio peso trave e soletta} = \frac{1}{2} \cdot (5 \cdot 8,71 + 6,70 \cdot 0,20 \cdot 25) \cdot 32$$

Le cinque travi sono armate con staffe Ø12, aventi agli estremi un passo di 10 cm e alle estremità 4 bracci per ogni singola trave. L'armatura a taglio dell'impalcato è, pertanto, costituita da staffe a 20 braccia con passo di 10 cm.

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio proposto al § 4.1.2.1.3.2. delle N.T.C. relativo agli elementi con armature trasversali resistenti al taglio. La resistenza al taglio è la minore delle due resistenze a "taglio trazione" (V_{Rsd}) ed a "taglio compressione" (V_{Rcd}).

Si considera che alle estremità, in corrispondenza del taglio massimo, la trave ha una larghezza pari a 60,0 cm (cfr. Figura 36).

Pertanto, massimizzando la resistenza al taglio, nel caso in esame si ottiene $\theta = 33,12^\circ$ e:

$$V_{Rsd} = V_{Rcd} = 18.910,0 \text{ kN}$$

Siccome il taglio resistente è maggiore di quello sollecitante, la verifica è soddisfatta.

5.8.5 Verifica a fessurazione

Al precedente § 5.6.2.4 si dimostra che la sezione di mezzeria sotto la condizione di carico accidentale massimo risulta sempre compressa. Pertanto, il limite di decompressione previsto dalla normativa e richiamato al precedente § 3 è rispettato anche per la condizione di carico accidentale massimo.

5.8.6 Verifica allo stato limite di deformazione in mezzeria

Si effettua la verifica ai sensi del punto 5.1.4.5 delle N.T.C.

L'entità dei carichi mobili corrisponde al carico flettente assunto nella verifica della sezione trasversale di cui al § 5.6.2.3.

L'inerzia della sezione trasversale calcolata, sull'intero impalcato, a sezione interamente reagente vale $0,94442 \text{ m}^4$.

Si assume come modulo $E = 36416 \text{ N/mm}^2$, da cui:

$$f = (5/384ql^4 + P \cdot a \cdot (3l^2 - 4l^2))/24 EI$$

Sostituendo $l = 32,00 \text{ m}$, $q = 29,1 \text{ kN/m}$ e $P = 440 \text{ kN}$ si ottiene:

$$f = (5/384 \cdot 29,1 \cdot 32,00^4 + 440 \cdot 15,40 \cdot (3 \cdot 32,0^2 - 4 \cdot 15,40^2))/24 / (0,94442 \cdot 36,416 \cdot 10^6) = 0,0289 \text{ m}$$

Siccome risulta $l/f = 1107$, la verifica allo stato limite di deformazione è soddisfatta.

5.9 VERIFICA DELLA SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO MANUFATTO 'C'

Si verifica la soletta come elemento inflesso in direzione perpendicolare alla tessitura delle travi, con sbalzo di 89 cm.

Lo spessore della soletta collaborante con le travi è di 20 cm; lo schema di calcolo è di sbalzo con luce di calcolo $L = 89$ cm, di cui 35 sono occupati dal parapetto.

Come carico accidentale sullo sbalzo si assume un'impronta dello schema di carico 2.

Di seguito si riporta il valore delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella sezione di incastro e $Q_k = 240$ kN (risultante del carico sulla singola rimonta).

		Taglio (kN/m)	Momento (kNm/m)
Peso proprio	$0,20 \cdot 0,89 \cdot 25$	4,45	1,98
Cordoli laterali	$0,35 \cdot 0,35 \cdot 25$	3,06	2,19
Parapetti	1,00	1,00	0,72
Pavimentazione	$0,15 \cdot 0,54 \cdot 20$	1,62	0,44
Totale		10,13	5,33

Considerando la ripartizione nella soletta e nello spessore della pavimentazione, l'impronta del carico diventa

$$a = 0,60 + 2 \cdot 0,15 + 0,20 = 1,10 \text{ m (lato ortogonale alle travi);}$$

$$b = 0,35 + 2 \cdot 0,15 + 0,20 = 0,85 \text{ m,}$$

e quindi:

$$q = 240 / (1,1 \cdot 0,85) = 257 \text{ kN/m}^2$$

Essendo la luce di sbalzo occupata dal carico $l = 0,54$ m, si ha:

$$M = 0,85 \cdot 257 \cdot 0,99^2 / 2 = 107,05 \text{ kNm}$$

essendo 0,99 m la luce di calcolo, pari a 0,54 m più metà larghezza della trave in c.a.p. (0,45 m).

Per tenere conto dell'effetto piastra, si considera una ripartizione orizzontale di 1/1; la larghezza della soletta interessata risulta $b = 0,85 + 2 \cdot 0,99 = 2,83$ m, da cui:

$$M = 107,05 / 2,83 = 37,83 \text{ kNm/m}$$

Pertanto, il momento di progetto allo SLU è:

$$M_d = 1,35 \cdot 5,33 + 1,50 \cdot 37,83 = 63,94 \text{ kNm/m}$$

La sezione, come detto alta 20 cm, è armata lungo il lembo superiore con barre Ø16 passo 15 cm e lungo il lembo inferiore con barre Ø12 passo 20 cm.

La verifica è riportata nella Figura 52, dalla quale si evince che il momento resistente è maggiore di quello sollecitante allo SLU.

Titolo: Soletta Impalcato

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4
2	13,34	16

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 63,94 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 74,67 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 10,38 ‰
 d 16 cm
 x 4,035 x/d 0,2522
 δ 0,7552

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Figura 52 – Verifica della sezione trasversale dell'impalcato

5.10 VERIFICA DELLE PILE

5.10.1 Pila manufatto 'a'

In Figura 53 si riporta il prospetto della pila con evidenziate le caratteristiche geometriche della stessa.

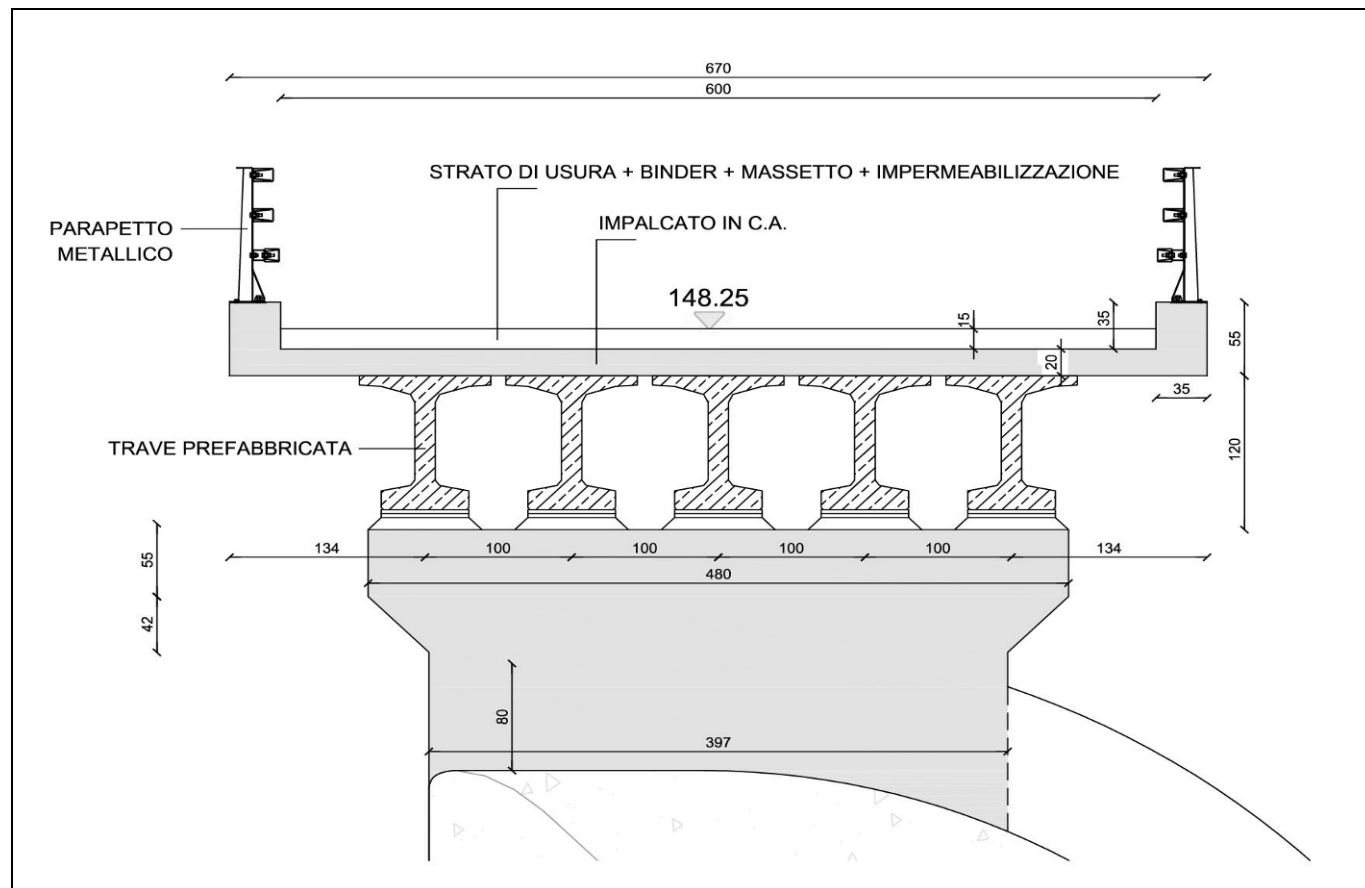


Figura 53 – Geometria delle pile del Manufatto A

Per le verifiche si considera la base della pila alla quota 144,90 m s.l.m., cioè alla quota del ciglio di sfioro del manufatto.

In Figura 54 è riportata la sezione a quota 144,90 m s.m. considerata per le verifiche.

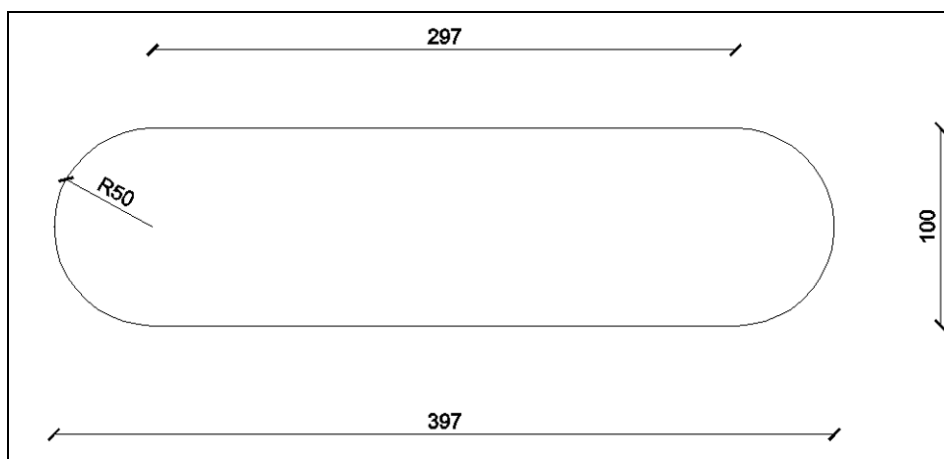


Figura 54 – Sezione delle pile del Manufatto A

5.10.1.1. Sollecitazioni caratteristiche per carichi permanenti e per carichi mobili

Il gruppo 2a assume come carico caratteristico la frenatura abbinata al valore frequente dello schema di carico 1:

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_1 \cdot Q_{k2}$$

dove Q_{k1} è il valore caratteristico della frenatura che, con un solo impalcato carico, è pari a:

$$F = 0,6 \cdot (2 \cdot 240 + 2 \cdot 200) + 0,10 \cdot (7,2 \cdot 3,00 + 2,5 \cdot 3,00) \cdot 25,00 = 600,75 \text{ kN}$$

che si considera agente su due pile e posizionata alla quota del piano dell'impalcato; con due impalcati carichi è:

$$F = 0,6 \cdot (2 \cdot 240 + 2 \cdot 200) + 0,10 \cdot (7,2 \cdot 3,00 + 2,5 \cdot 3,00) \cdot 25,00 \cdot 2 = 673,50 \text{ kN}$$

che si considera agente su tre pile alla quota del piano dell'impalcato.

In sintesi, si verifica a pressoflessione la sezione della pila a quota 144,90 m s.l.m. per le combinazioni di carico descritte nel precedente § 5.5.2.

Per il calcolo delle sollecitazioni, la sezione è indicata in Figura 55 dove e_x ed e_y sono le eventuali eccentricità delle risultanti dei carichi verticali. Nel caso in esame risultano:

$$e_x = e_y = 0$$

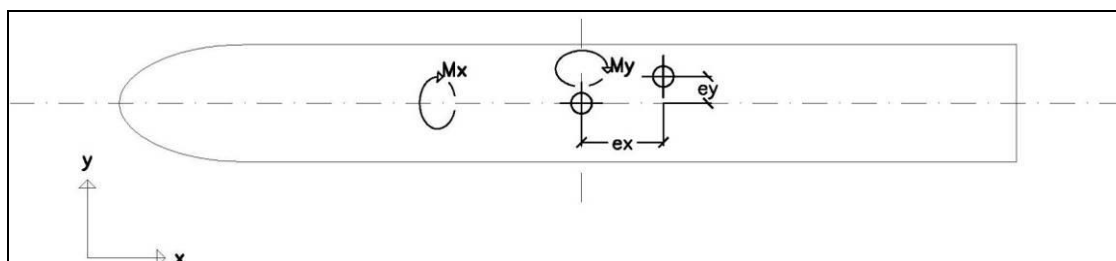


Figura 55 – Convenzioni per il calcolo delle sollecitazioni

Si analizzano le sollecitazioni alla base della pila per carichi permanenti di peso proprio e portati, nonché per i carichi mobili sopra richiamati.

In Figura 56 sono rappresentate le distanze dei carichi agenti dalla sezione di verifica.

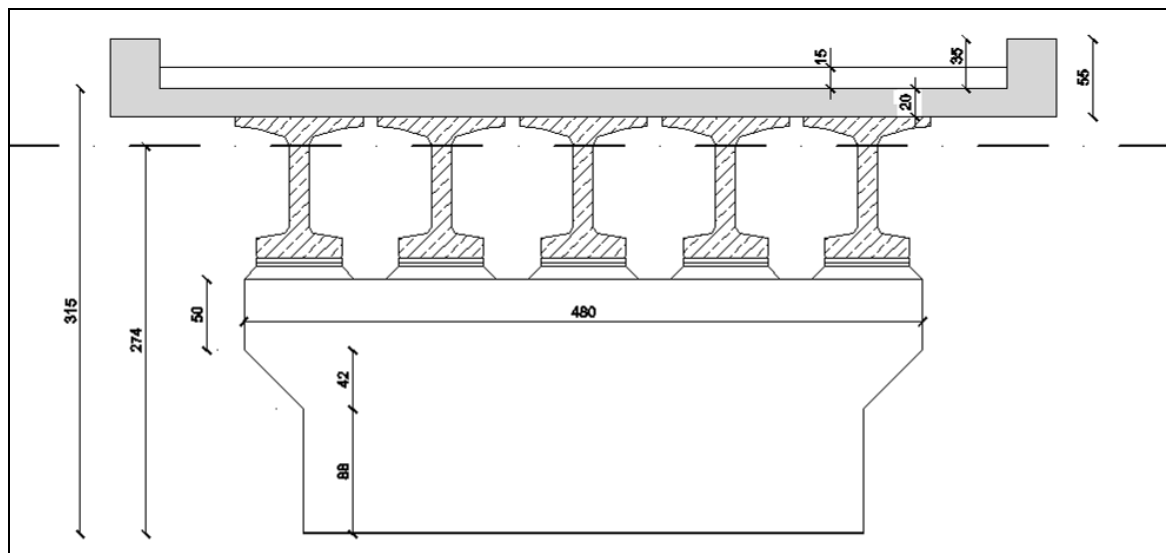


Figura 56 – Bracci dei carichi agenti

Peso proprio pila

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Peso fusto pila	82,61	-	-	-	-
Peso pulvino	101,10	-	-	-	-
Totale	183,71				-

Carichi permanenti da impalcato

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Peso travi e soletta	1.750,00	-	-	-	-
Peso pavimentazione e cordoli	653,25	-	-	-	-
Totale	2.403,25				-

Carico accidentale su un impalcato e azioni di frenatura

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Carico tandem	858,88	-	-	-	-
Carico distribuito	363,75	-	-	-	-
Totale	1.222,63			-	-

I carichi tandem e distribuito sono ricavati considerando i valori calcolati al precedente § 5.6.1, considerando lo schema statico di un impalcato lungo 25,00 m con 25,00 m di interasse tra gli appoggi e i carichi nella posizione staticamente più gravosa.

A questo carico corrisponde una forza di frenatura pari a:

$$F_y = 600,75/2 = 300,38 \text{ kN (vedi inizio del precedente § 5.10.1.1)}$$

che si considera agente su due pile e a cui corrisponde il momento alla base della pila:

$$M_x = 300,38 \cdot 3,30 = 991,24 \text{ kNm}$$

Carico accidentale su due impalcati e azioni di frenatura

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Carico tandem	880,00	-	-	-	-
Carico distribuito	727,50	-	-	-	-
Totale	1.607,50				-

Come illustrato in precedenza, ma considerando che su una pila gravano due impalcati.

A questo carico corrisponde una forza di frenatura pari a:

$$F_y = 673,50/3 = 224,50 \text{ kN (vedi inizio del precedente § 5.10.1.1)}$$

che si considera agente su tre pile e a cui corrisponde il momento alla base della pila:

$$M_x = 224,50 \cdot 3,30 = 740,85 \text{ kNm}$$

5.10.1.2. Sollecitazioni caratteristiche per sisma

Le sollecitazioni alla base della pila sono valutate mediante un'analisi statica lineare assumendo come direzione principale la direzione y e combinando gli effetti secondo l'espressione:

$$1,00 \cdot E_y + 0,3 \cdot E_x \pm 0,3 \cdot E_z$$

Si precisa che da un'analisi preliminare le combinazioni di carico di sisma con direzione principale x e z risultano trascurabili rispetto a tutte le altre condizioni di carico esaminate.

I fattori di struttura sono:

- per la componente orizzontale $q = 1,5$ (CD "B" § 7.9.2.1 delle N.T.C.);
- per la componente verticale $q = 1,0$ (§ 7.3.1 delle N.T.C.).

Il ponte fa parte di una struttura, la diga, con periodi propri che ricadono nel tratto T_b - T_c dello spettro di risposta riportato al precedente § 5.3.

Per le strutture del ponte di coronamento, a favore di sicurezza, si assume pertanto per le due componenti orizzontali $S_d(g) = 0,989/1,5 = 0,659$ e per la componente verticale $S_d(g) = 0,572$.

Nelle tabelle si riportano i valori delle sollecitazioni.

Sisma

$$E_y = N \cdot S_d(g)_{\text{orizzontale}}$$

$$0,3 E_x = E_y \cdot 0,3$$

$$0,3 E_z = N \cdot S_d(g)_{\text{verticale}} \cdot 0,3$$

$$M_x = E_y \cdot h_{G,i}$$

$$M_y = 0,3 E_x \cdot h_{G,i}$$

	N (kN)	0,3*E_x (kN)	E_y (kN)	0,3*E_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Peso impalcato	1750,00	±345,98	±1.153,25	±300,30	±3.159,91	±947,97
Carichi permanenti portati	653,25	±129,15	±430,49	±112,10	±1.420,62	±426,19
Peso pila	183,71	±36,32	±121,06	±31,52	±121,06	±36,32
Totale	2.586,96	511,44	1.704,80	±443,92	4.701,59	1.410,48

5.10.1.3. Combinazioni di carico allo slu e verifica della sezione a quota 144,90 m s.m.

Si riportano i risultati delle combinazioni di carico allo SLU per la sezione a quota 144,90 m s.m. per le combinazioni descritte al § 5.5.2.

Combinazione 1a

I valori caratteristici dei carichi ed i rispettivi coefficienti parziali sono:

	γ_e	N (kN)	F_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	Ψ₁
Peso impalcato	1,35	1.750,00				1,00
Carichi permanenti portati	1,35	653,25				1,00
Carichi mobili	1,35	1.222,63				1,00
Peso pila	1,35	183,71			91,86	1,00
Frenatura						1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 5.142,95 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 124,00 \text{ kNm}$$

Combinazione 1b

I valori caratteristici dei carichi ed i rispettivi coefficienti parziali sono:

	γ_e	N (kN)	F_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	Ψ_1
Peso impalcato	1,35	1.750,00				1,00
Carichi permanenti portati	1,35	653,25				1,00
Carichi mobili	1,35	1.607,50				1,00
Peso pila	1,35	183,71			91,86	1,00
Frenatura						

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 5.662,52 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 0$$

$$M_{yd} = 124,00 \text{ kNm}$$

Combinazione 2a

I valori caratteristici dei carichi ed i rispettivi coefficienti parziali sono:

	γ_e	N (kN)	F_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	Ψ_1
Peso impalcato	1,35	1.750,00				1,00
Carichi permanenti portati	1,35	653,25				1,00
Carichi mobili	1,35	1.222,63				0,70
Peso pila	1,35	183,71			91,86	1,00
Frenatura	1,35		300,38	991,24		1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 4.647,78 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1.338,17 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 124,00 \text{ kNm}$$

Combinazione 2b

I valori caratteristici dei carichi ed i rispettivi coefficienti parziali sono:

	γ_e	N(kN)	F_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	Ψ_1
Peso impalcato	1,35	1.750,00				1,00
Carichi permanenti portati	1,35	653,25				1,00
Carichi mobili	1,35	1.607,50				0,70
Peso pila	1,35	183,71			91,86	1,00
Frenatura	1,35		224,50	740,85		1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 5.011,48 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1.000,15 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 124,00 \text{ kNm}$$

Sisma sussultorio diretto verso il basso

Le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$N_d = 2.586,96 + 443,92 = 3.030,88 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 3.159,91 + 1.420,62 + 121,06 = 4.701,59 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 947,97 + 426,19 + 36,32 = 1.410,48 \text{ kNm}$$

Sisma sussultorio diretto verso l'alto

Le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$N_d = 2.586,96 - 443,92 = 2.143,04 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 3.159,91 + 1.420,62 + 121,06 = 4.701,59 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 947,97 + 426,19 + 36,32 = 1.410,48 \text{ kNm}$$

Verifica della sezione

La sezione di verifica è quella indicata in Figura 57, armata con barre ad aderenza migliorata per c.a. del tipo B450C.

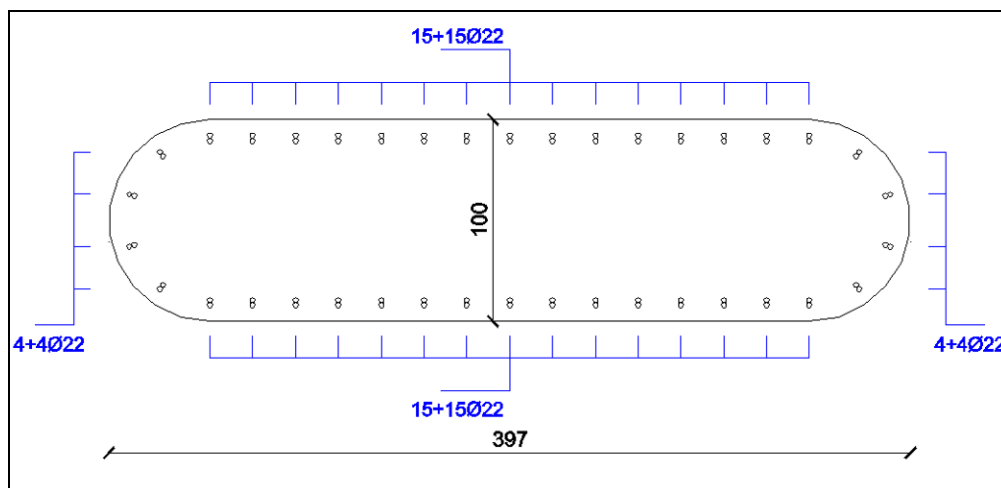


Figura 57 – Armatura della pila del manufatto A

I valori sopra indicati ricadono nel dominio $N-M_x-M_y$ come si dimostra nella Figura 58 sotto riportata. Il dominio è calcolato per la sezione riportata in Figura 57, armata con le barre sopra descritte.

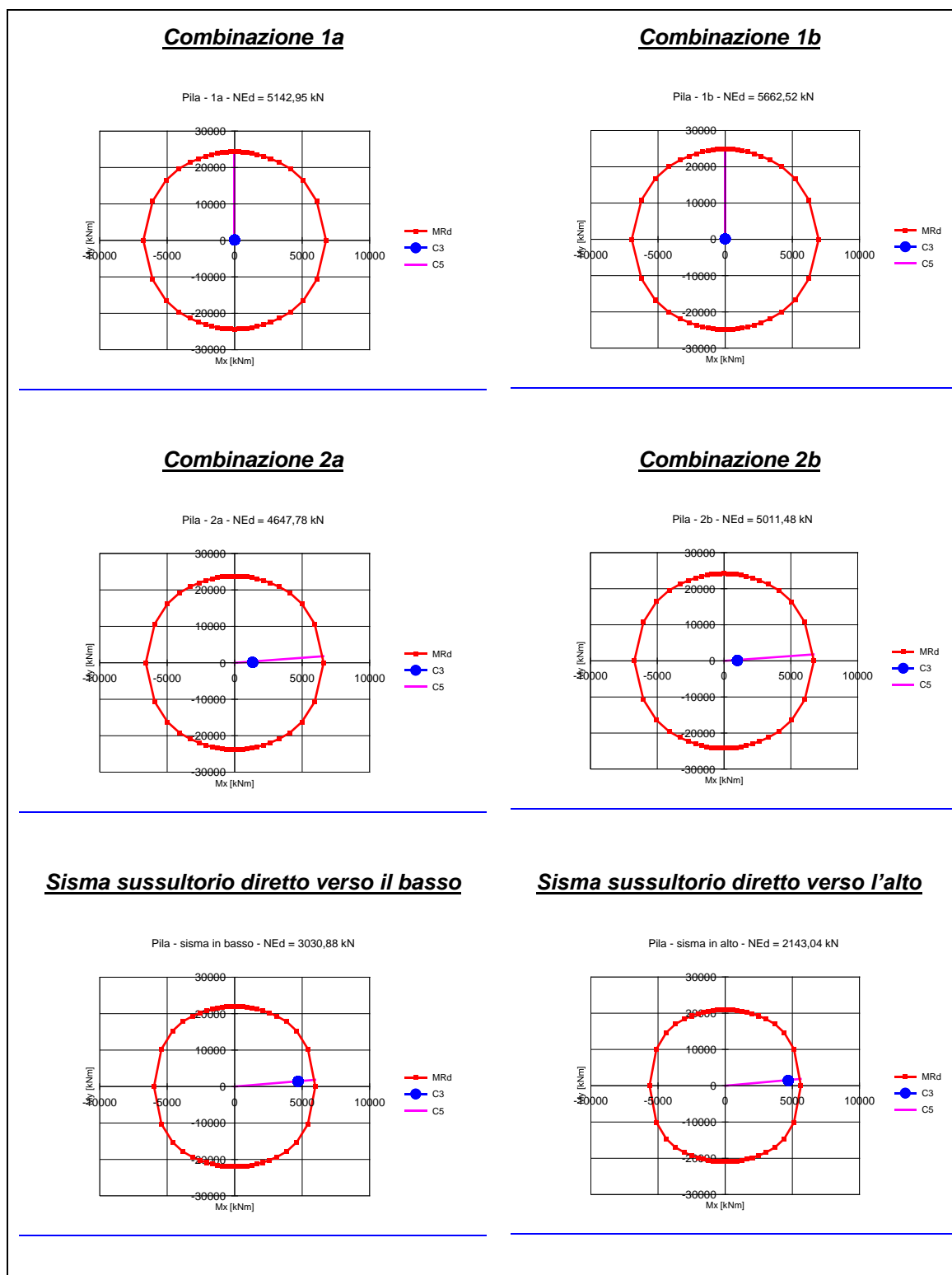


Figura 58 – Verifica a pressoflessione della pila del Manufatto A

Sezioni a quote più alte sono armate con le stesse barre Ø 22 con identica distribuzione indicata in Figura 57. Le verifiche di queste sezioni, eseguite con le stesse modalità ed ipotesi, sono soddisfatte e non vengono di seguito espone in quanto non significative.

5.10.2 Pila manufatto 'B'

In Figura 59 si riporta il prospetto della pila con evidenziate le caratteristiche geometriche della stessa.

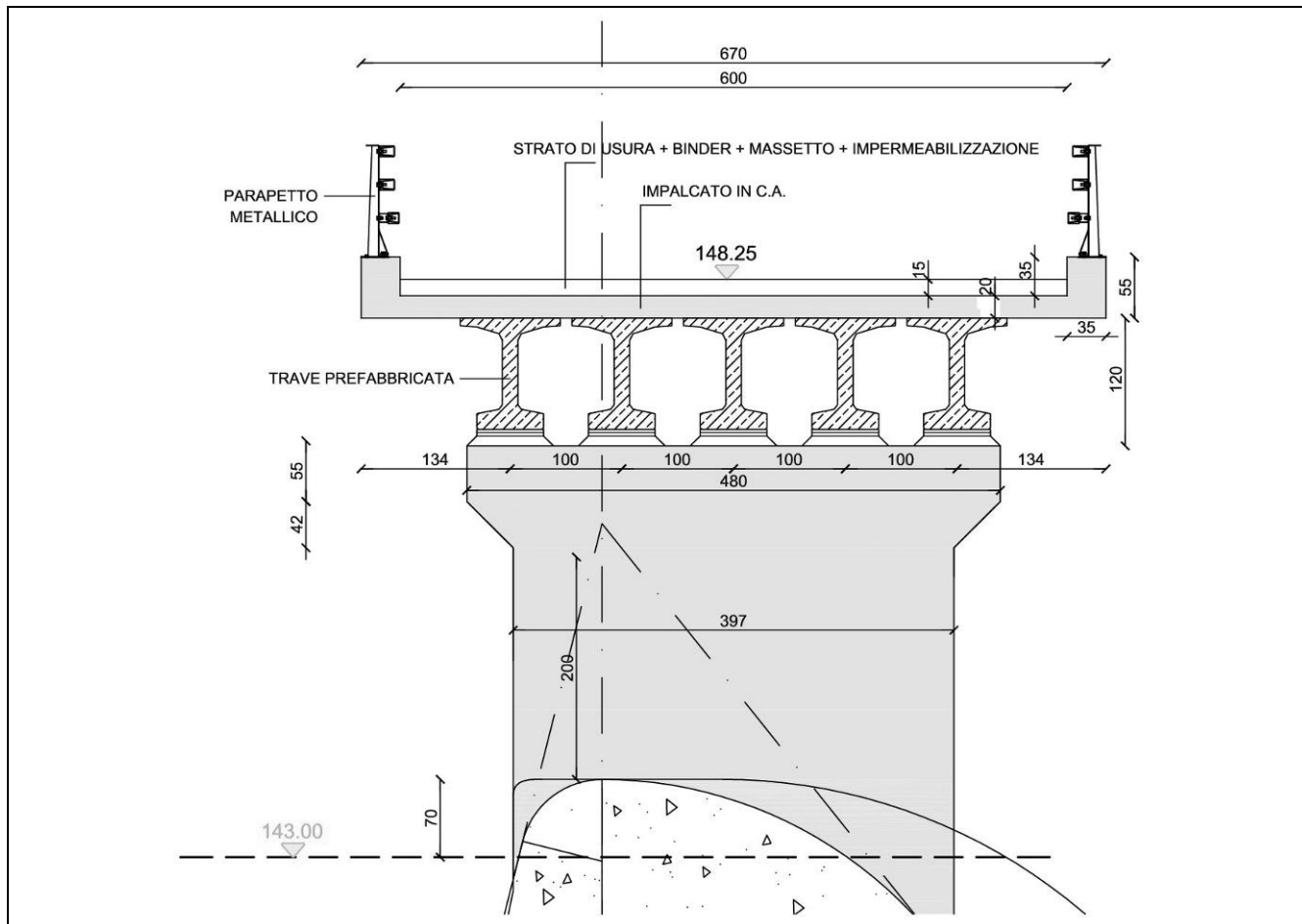


Figura 59 - Geometria delle pile del Manufatto B

Per le verifiche si considera la base della pila alla quota 143,00 m s.l.m.

Le dimensioni della sezione di verifica sono le stesse della pila del Manufatto A (Figura 53).

Le verifiche sono condotte in modo del tutto analogo a quelle eseguite per le pile del Manufatto A, di cui al precedente § 5.10.1.

5.10.2.1. Sollecitazioni caratteristiche per carichi permanenti e per carichi mobili

I valori delle forze di frenatura sono le stesse già calcolate per le pile del Manufatto A, riportate al precedente § 5.10.1.1.

In Figura 60 sono rappresentate le distanze del baricentro dell'impalcato e dei carichi agenti dal baricentro geometrico della sezione di verifica.

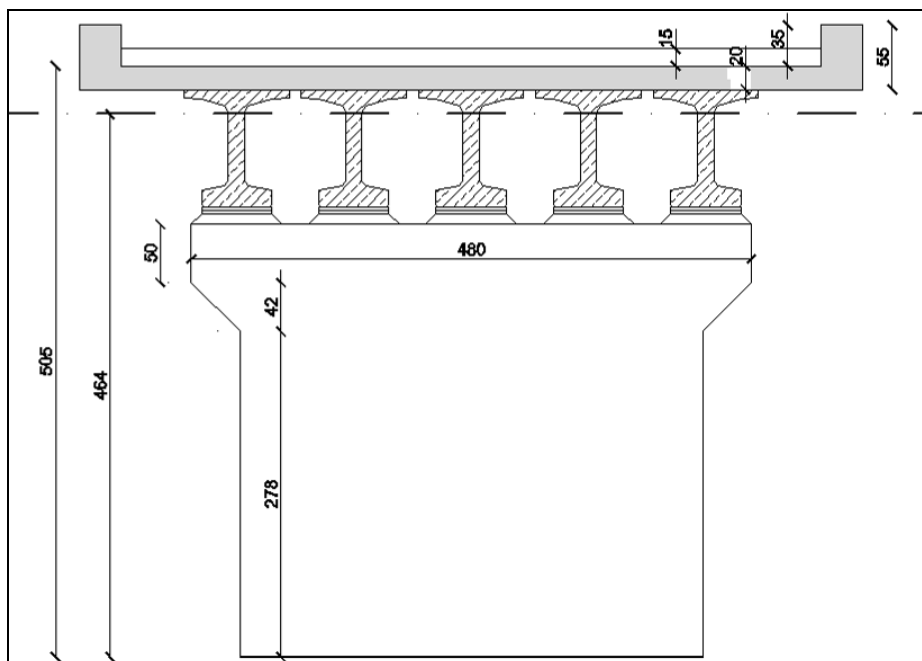


Figura 60 – Bracci dei carichi agenti

Peso proprio pila

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	Mx (kNm)	My (kNm)
Peso fusto pila	195,26	-	-	-	-
Peso pulvino	101,10	-	-	-	-
Totale	296,36				-

Carichi permanenti da impalcato

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	Mx (kNm)	My (kNm)
Peso travi e soletta	1.750,00	-	-	-	-
Peso pavimentazione e cordoli	653,25	-	-	-	-
Totale	2.403,25				-

Carico accidentale su un impalcato e azioni di frenatura

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	Mx (kNm)	My (kNm)
Carico tandem	858,88	-	-	-	-
Carico distribuito	363,75	-	-	-	-
Totale	1.222,63			-	-

I carichi tandem e distribuito sono ricavati considerando i valori calcolati al precedente §5.5.1, considerando lo schema statico di un impalcato lungo 25,00 m con 25,00 m di interasse tra gli appoggi e i carichi nella posizione staticamente più gravosa.

A questo carico corrisponde una forza di frenatura pari a:

$$F_y = 600,75/2 = 300,38 \text{ kN (vedi inizio paragrafo 5.10.1.1)}$$

che si considera agente su due pile e a cui corrisponde il momento alla base della pila:

$$M_x = 300,38 \cdot 5,20 = 1561,98 \text{ kNm}$$

Carico accidentale su due impalcati e azioni di frenatura

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Carico tandem	880,00	-	-	-	-
Carico distribuito	727,50	-	-	-	-
Totale	1.607,50				

Come illustrato in precedenza, ma considerando che su una pila gravano due impalcati.

A questo carico corrisponde una forza di frenatura pari a:

$$F_y = 673,50/3 = 224,50 \text{ kN (vedi inizio del precedente § 5.10.1.1)}$$

che si considera agente su tre pile e a cui corrisponde il momento alla base della pila:

$$M_x = 224,50 \cdot 5,20 = 1167,40 \text{ kNm}$$

5.10.2.2. Sollecitazioni caratteristiche per sisma

In modo analogo a quanto illustrato al precedente § 5.10.1.2:

Sisma

	N (kN)	0,3*E_x (kN)	E_y (kN)	0,3*E_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Peso impalcato	1750,00	±345,98	±1.153,25	±300,30	±5.351,08	±1.608,78
Carichi permanenti portati	653,25	±129,15	±430,49	±112,10	±2.238,56	±671,57
Peso pila	296,36	±58,59	±195,30	±50,86	±371,07	±111,32
Totale	2.699,61	533,71	1.779,04	±463,25	7.960,71	2.391,67

5.10.2.3. Combinazioni di carico allo slu e verifica della sezione a quota 143,00 m s.m.

Si riportano i risultati delle combinazioni di carico allo SLU per la sezione a quota 143,00 m s.m. per le combinazioni descritte al § 5.5.2.

Combinazione 1a

I valori caratteristici dei carichi ed i rispettivi coefficienti parziali sono:

	γ_e	N (kN)	F_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	Ψ_1
Peso impalcato	1,35	1.750,00				1,00
Carichi permanenti portati	1,35	653,25				1,00
Carichi mobili	1,35	1.222,63				1,00
Peso pila	1,35	296,36			148,18	1,00
Frenatura						1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 5.295,02 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 0,0 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 200,04 \text{ kNm}$$

Combinazione 1b

I valori caratteristici dei carichi ed i rispettivi coefficienti parziali sono:

	γ_e	N (kN)	F_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	Ψ_1
Peso impalcato	1,35	1.750,00				1,00
Carichi permanenti portati	1,35	653,25				1,00
Carichi mobili	1,35	1.607,50				1,00
Peso pila	1,35	296,36			148,18	1,00
Frenatura						

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 5.814,60 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 0$$

$$M_{yd} = 200,04 \text{ kNm}$$

Combinazione 2a

I valori caratteristici dei carichi ed i rispettivi coefficienti parziali sono:

	γ_e	N (kN)	F _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	Ψ_1
Peso impalcato	1,35	1.750,00				1,00
Carichi permanenti portati	1,35	653,25				1,00
Carichi mobili	1,35	1.222,63				0,70
Peso pila	1,35	296,36			148,18	1,00
Frenatura	1,35		300,38	1.561,98		1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 4.799,86 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 2.108,67 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 200,04 \text{ kNm}$$

Combinazione 2b

I valori caratteristici dei carichi ed i rispettivi coefficienti parziali sono:

	γ_e	N(kN)	F _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)	Ψ_1
Peso impalcato	1,35	1.750,00				1,00
Carichi permanenti portati	1,35	653,25				1,00
Carichi mobili	1,35	1.607,50				0,70
Peso pila	1,35	296,36			148,18	1,00
Frenatura	1,35		224,50	1.167,40		1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 5.163,56 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1.575,99 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 200,04 \text{ kNm}$$

Sisma sussultorio diretto verso il basso

Le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$N_d = 2.699,61 + 463,25 = 3.162,86 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 5.351,08 + 2.238,56 + 371,07 = 7.960,71 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 1.608,78 + 671,57 + 111,32 = 2.391,67 \text{ kNm}$$

Sisma sussultorio diretto verso l'alto

Le azioni sollecitanti di progetto sono:

$$N_d = 2.699,61 - 463,25 = 2.236,36 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 5.351,08 + 2.238,56 + 371,07 = 7.960,71 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 1.608,78 + 671,57 + 111,32 = 2.391,67 \text{ kNm}$$

Verifica della sezione

La sezione di verifica è quella indicata in Figura 61, armata con barre ad aderenza migliorata per c.a. del tipo B450C.

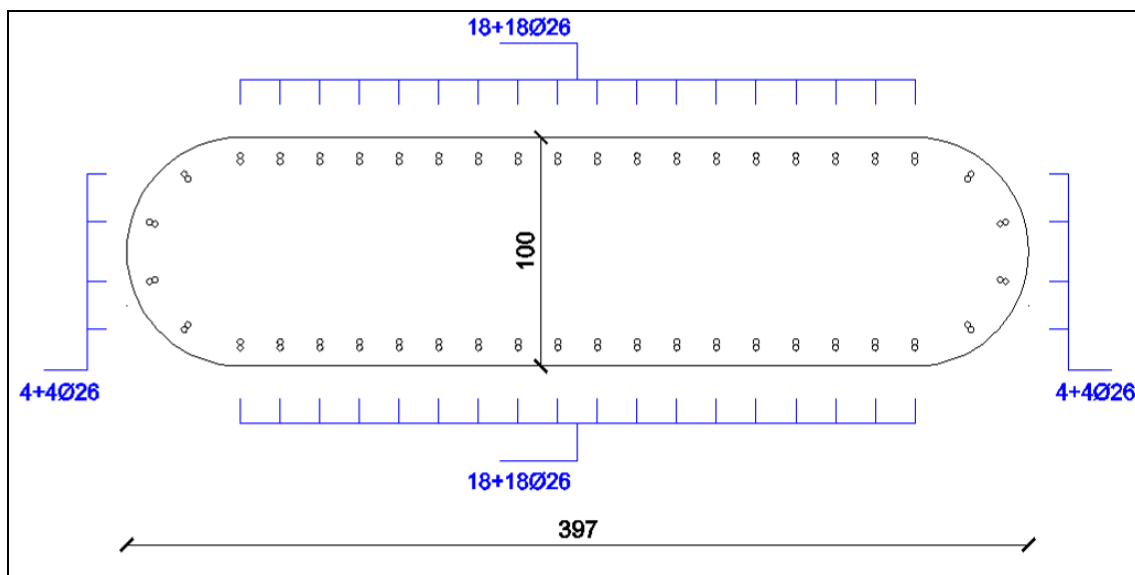


Figura 61 – Armatura della pila del manufatto B

I valori sopra indicati ricadono nel dominio $N-M_x-M_y$ come si dimostra nella Figura 62 sotto riportata. Il dominio è calcolato per la sezione riportata in Figura 61, armata con le barre sopra descritte.

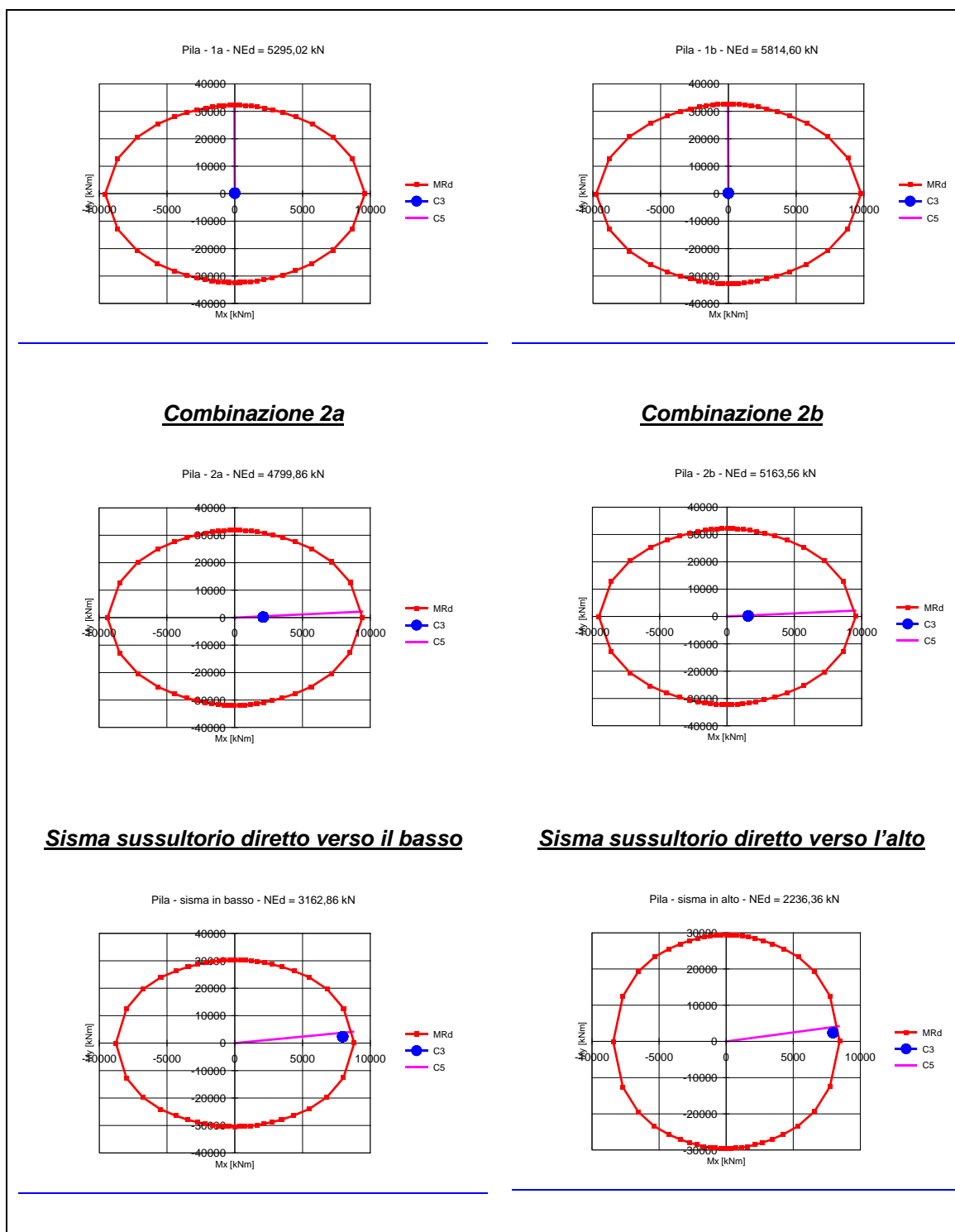


Figura 62 – Verifica a pressoflessione della pila del Manufatto B

Sezioni a quote più alte, fino alla quota 144,90 m s.m., sono armate con le stesse barre $\varnothing 26$ con identica distribuzione indicata in Figura 61. Le verifiche di queste sezioni, eseguite con le stesse modalità ed ipotesi, sono ovviamente soddisfatte. Sopra la quota 144,90 m s.m. sarà possibile armare con distribuzione delle barre indicata in Figura 57 (cioè come le pile del Manufatto A).

5.11 APPOGGI, BAGGIOLI E GIUNTI STRUTTURALI

Sono previsti apparecchi di appoggio in elastomero armato, dotati superiormente ed inferiormente di ancoraggi di tipo meccanico. Questi apparecchi sono costituiti da un nucleo in elastomero nel quale sono inseriti uno o più lamierini in acciaio, uniti alla gomma mediante vulcanizzazione a caldo.

Si prevedono inoltre giunti strutturali in gomma armata di media escursione (da 50 mm a 400 mm).

I dati di progetto, necessari per il dimensionamento costruttivo di appoggi, baggioli giunti strutturali sono:

- Per gli impalcati sui manufatti "A" e "B":

Reazione verticale massima su singola trave (in SLU) = 700,0 kN;

Spinta orizzontale massima su singolo appoggio:

- Frenatura = 65,0 kN;
- Sisma longitudinale = 320,0 kN;
- Sisma trasversale = 100,0 kN.

Rotazione massima appoggio:

- 0,015 rad.

Deformazione termica:

- 0,02 m.

- Per l'impalcato sul Manufatto "C":

Reazione verticale massima su singola trave (in SLU) = 850,0 kN;

Spinta orizzontale massima su singolo appoggio:

- Frenatura = 65,0 kN;
- Sisma longitudinale = 320,0 kN;
- Sisma trasversale = 100,0 kN.

Rotazione massima appoggio:

- 0,0035 rad.

Deformazione termica:

- 0,025 m.

Gli appoggi sono disposti in modo da rendere la struttura isostatica nei confronti delle azioni di progetto, non sono dunque tenute in conto coazioni dovute a resistenze passive dei vincoli.

Al fine di poter eseguire correttamente e senza alcun danno tutte le operazioni legate ad un eventuale intervento di sostituzione dei dispositivi di appoggio, i giunti devono essere in grado di consentire uno spostamento verticale relativo minimo tra i due lembi pari a 30 mm.

6. INCIDENZA DELL'ACCIAIO DI ARMATURA

In Tabella 57 si riporta l'incidenza dell'acciaio di armatura nelle differenti parti delle strutture in progetto, valutata attraverso computi analitici o stimata dall'esperienza su strutture analoghe.

Tabella 57 – Incidenza dell'acciaio di armatura

Opera	Incidenza armatura
	[Kg/m ³]
Manufatto A - conci sfioranti	10
Manufatto A - conci con luce di fondo	17
Manufatto A - soglia e dissipatori	20
Manufatto A - muri d'ala	60
Manufatto B	10
Manufatti A e B - Pile dei ponti	110
Manufatto C - fondazione	57
Manufatto C - elevazione	77
Pali briglia di monte	80
Struttura in c.a. briglia di monte	70
Edificio servizi	140