

DIGA DI CA' ZUL
(PROVINCIA DI PORDENONE)

ADEGUAMENTO DEGLI ORGANI DI SCARICO

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. CARATTERISTICHE DELL'OPERA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA	3
3.1 AZIONI	3
3.2 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	4
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
5. DURABILITÀ DELLA STRUTTURA	8
6. VERIFICA LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO	10
6.1 ANALISI DELLE AZIONI ELEMENTARI	11
6.2 VERIFICA DELLE TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	12
6.2.1 FASE DI TESATURA	12
6.2.2 FASE DI GETTO DELLA SOLETTA	13
6.2.3 FASE FINALE COMBINAZIONE RARA	14
6.2.4 FASE FINALE QUASI PERMANENTE	15
6.3 VERIFICA ALLO SLU DELLA SEZIONE DI MEZZERIA PER PRESSOFLESSIONE	15
6.4 VERIFICHE A TAGLIO	18
6.5 VERIFICA A FESSURAZIONE	19
6.6 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE IN MEZZERIA	19
7. VERIFICA DELLA SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO	21
8. VERIFICA DELLA PILA	23
8.1 COMBINAZIONI DI CARICO PER LA VERIFICA ALLO SLU	24
8.2 SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE PER CARICHI PERMANENTI E PER CARICHI MOBILI	26
8.3 SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE PER SISMA	28
8.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO SLU E VERIFICA DELLA SEZIONE A QUOTA 596,50 M S.M.	29
8.5 VERIFICA DELL' ANCORAGGIO DELLE PILA AL CORPO DIGA	33
9. VERIFICA DELL' ANCORAGGIO DEL NUOVO SFIORATORE	34

9.1 CALCOLO DELLE SPINTE AGENTI SULLO SFIORATORE	34
9.1.1 SPINTA STATICA DELL'ACQUA	35
9.1.2 SPINTA DINAMICA DELL'ACQUA.....	36
9.1.3 FORZE AGENTI SULLO SFIORATORE.....	36
9.2 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI	38

1. CARATTERISTICHE DELL'OPERA

I manufatti di cui si svolgono le verifiche sono l'impalcato del nuovo ponte di coronamento della diga di Cà Zul, le sue pile e l'ancoraggio alla diga del nuovo tratto di sfioratore.

Il ponte è costituito da quattro campate semplicemente appoggiate su pile di nuova realizzazione, incastrate nel corpo diga, con la luce tra gli appoggi pari a 11,25 m.

L'impalcato, con larghezza di 3 m, è realizzato con quattro travi prefabbricate in c.a.p., precomprese a trefoli aderenti, di sezione trapezoidale e poste in opera accostate, appoggiate su due pulvini paralleli e solidarizzate tra loro mediante una soletta collaborante gettata in opera.

Lateralmente la soletta presenta sbalzi con luce variabile, non superiore a 75 cm, realizzati con predalles.

L'impalcato appoggia sul pulvino delle pile che sono fondate sul corpo della diga ed ancorate alla stessa con perforazioni armate.

Le pile sono rettangolari, a lama, con spessore di 50 cm.

La presente relazione illustra le verifiche di sicurezza dell'impalcato e delle nuove pile.

Il ponte verrà utilizzato per la manutenzione della diga e pertanto si prevede che il carico massimo sull'impalcato sarà costituito dal transito di un'autogru di massa complessiva di 400 kN; le nuove strutture non sono dimensionate per i carichi derivanti dallo stazionamento operativo di una autogru di queste dimensioni; pertanto, ai fini della verifica della sicurezza, il ponte è classificato di 2ª Categoria secondo il D.M. 14.01.2008.

L'opera è progettata considerando una vita nominale di 50 anni ed una classe d'uso IV.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- 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. M. Min. Il. TT. 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- Circ. Min. Il. 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.

3. CRITERI DI CALCOLO E DI VERIFICA

Per la valutazione della sicurezza della struttura in oggetto (p.to 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 la "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.

3.1 AZIONI

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**

	- Cordoli laterali	2*0,26*0,20*25	2,60 kN/m
	- Parapetti	2*1,00	2,00 kN/m
	- Pavimentazione	0,10*3*20	6,00 kN/m
		Totale	10,60 kN/m
- **carichi accidentali dei veicoli**
Con riferimento al paragrafo 5.1.3.3.5 delle N.T.C. (D.M. 14.01.2008), i carichi che si considerano 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

$q_{ik}=7,2$ kN/m² di impalcato; questo dimensionamento permette il transito di una autogru da 400 kN di massa complessiva che il Gestore abitualmente utilizza per le manutenzioni in sponda sinistra, ma non il suo stazionamento operativo.

- **azione sismica**
definita al successivo § 3.2.

3.2 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni di progetto dovute al sisma si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali previste dalle N.T.C. e sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le forme spettrali previste dalle N.T.C. sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento, definite in funzione della classe strutturale (IV nel caso in esame) e della vita utile (100 anni nel caso in esame).

E' conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = - V_R / \ln (1-P_{VR})$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'Allegato B delle N.T.C. I punti del reticolo di riferimento sono definiti in funzione della località dove è ubicata l'opera, nel caso in esame il comune di Tramonti di Sopra in Provincia di Pordenone.

L'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10; F_0 è adimensionale, T_c^* è espresso in secondi.

Con questi dati considerando inoltre:

- vita nominale 50 anni (dighe di importanza strategica);
- classe d'uso IV;
- categoria topografica $T1 = 1,00$;

- categoria del suolo A (ammassi rocciosi affioranti);
 - fattore di struttura per componente orizzontale $q = 1,5$ (CD "B" par. 7.9.2.1 delle N.T.C.);
 - fattore di struttura per componente verticale $q = 1,0$ (par. 7.3.1 delle N.T.C.);
- risultano i valori riportati in Figura 1:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0,096	2,446	0,262
SLD	101	0,124	2,417	0,281
SLV	949	0,330	2,407	0,347
SLC	1950	0,435	2,410	0,368

Figura 1

Le verifiche allo SLU vengono eseguite con i criteri delle N.T.C. riferiti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), ma assumendo cautelativamente nei calcoli i parametri sismici corrispondenti allo Stato Limite di Collasso (SLC), il cui spettro di risposta è riportato in Figura 2.

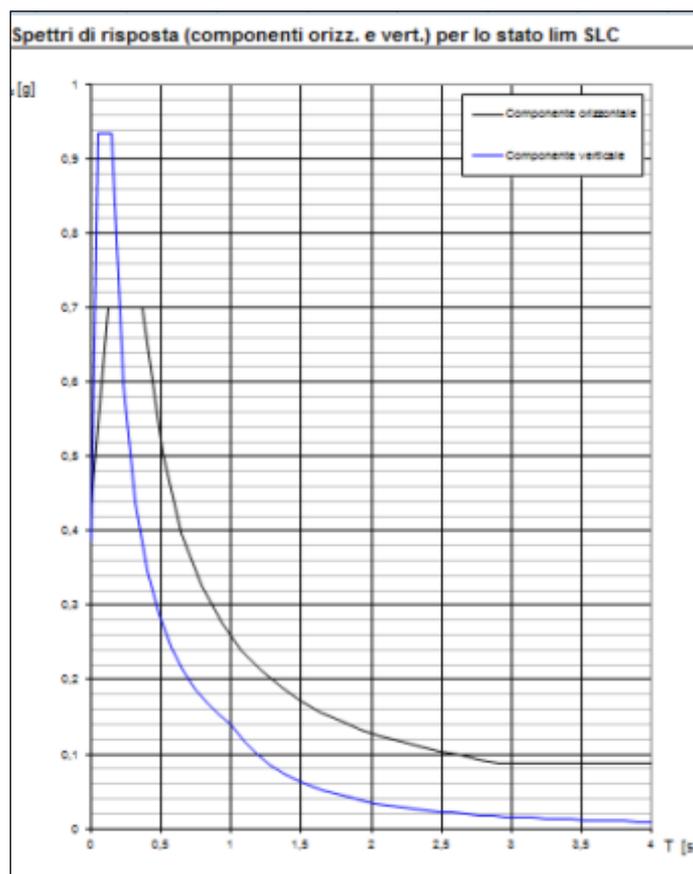


Figura 2

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto prevede l'impiego dei seguenti materiali

Calcestruzzo per travi in c.a.p.

Per la realizzazione delle travi prefabbricate dell'impalcato, 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	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 25,5 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,79 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 2,65 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,76 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a compressione (comb. rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 27,00 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a compressione (comb. quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 20,25 \text{ MPa}$
Tensione all'atto della precompressione	$\sigma_c < 0,70 * f_{ckj}$ (par. 4.1.8.1.4. N.T.C.)

Calcestruzzo per getti in opera

Per la realizzazione delle pile e della soletta dell'impalcato, si prevede l'utilizzo di 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	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,8 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,76 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm} = 1,93 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,29 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a compressione (comb. rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck} = 16,80 \text{ MPa}$
Tensione ammissibile a compressione (comb. quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck} = 12,60 \text{ MPa}$

Acciaio armonico stabilizzato per trefoli da 0,5"

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	$\sigma_f = 0,80 * f_{p(1)k} = 1366 \text{ MPa}$
Tensione iniziale all'atto di tesatura dei cavi	$\sigma_f = 0,80 * f_{ptk} = 1488 \text{ MPa}$

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}	$\leq 1,25$
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)	$\sigma_s = 0,80 * f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

5. DURABILITÀ DELLA STRUTTURA

Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

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

- per l'impalcato: XF4 (ambiente con elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo);
- per le pile: XF2 (ambiente con moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante).

Sia l'impalcato che le pile verranno comunque gettati utilizzando la stessa miscela di calcestruzzo, adottando per tutte le opere in c.a. previste in progetto la classe di esposizione più vincolante, cioè la XF4.

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.

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 soletta impalcato mm 30
- copriferro minimo pile mm 35

6. VERIFICA LONGITUDINALE DELL'IMPALCATO

La verifica longitudinale dell'impalcato viene eseguita in sede di progetto definitivo nella sezione di mezzera 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 3 si riporta la sezione trasversale dell'impalcato.

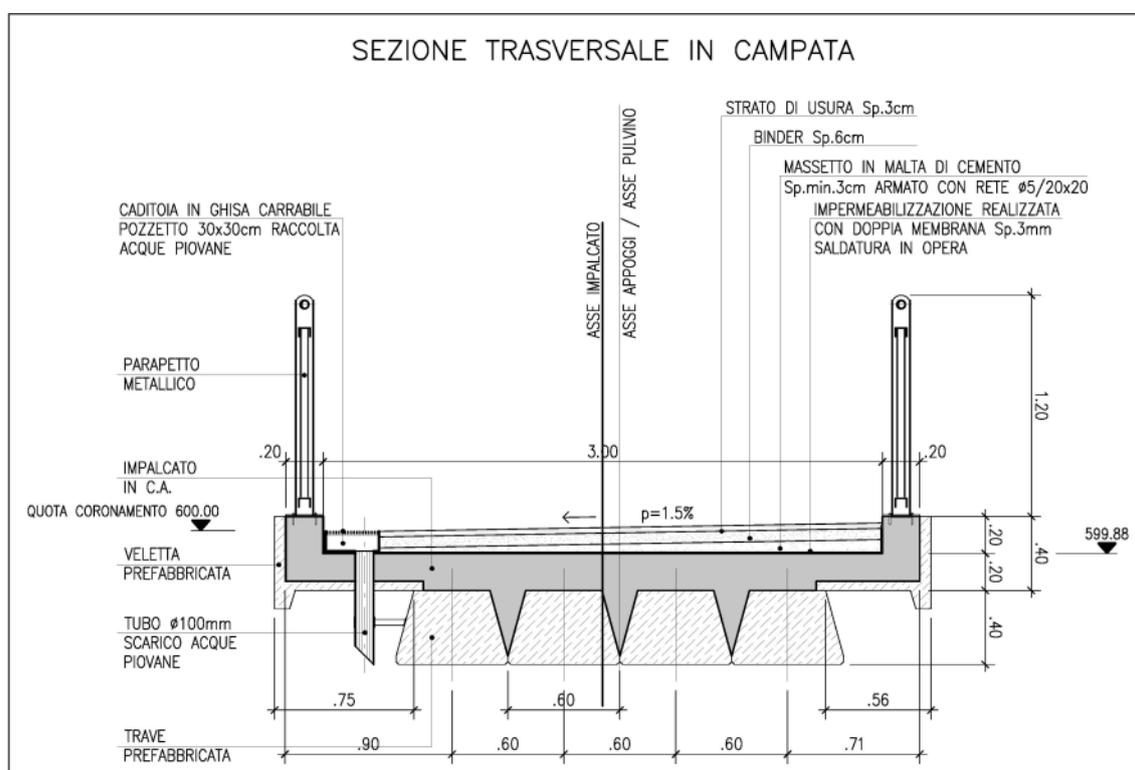


Figura 3

La trave prefabbricata ha le seguenti caratteristiche inerziali e geometriche:

- Area: 2.057 cm²
- Momento statico rispetto al bordo superiore: 43.752 cm³
- Momento d'inerzia: 266.420 cm⁴
- Baricentro rispetto al bordo superiore: 21,27 cm
- Peso proprio della trave: 5,14 kN/m

L'armatura della trave è riportata in Figura 4 ed è costituita da 16 trefoli inferiori e 3 trefoli superiori da 0,5" (area 0,93 cm²) pretesati a 138 kN.

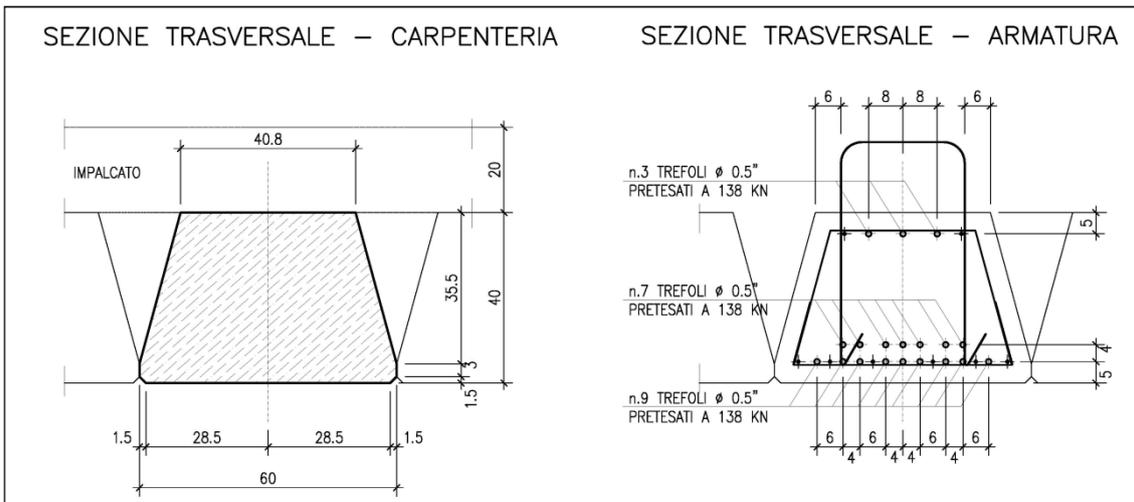


Figura 4

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

6.1 ANALISI DELLE AZIONI ELEMENTARI

Carico permanente strutturale

Per ogni trave, in fase di getto risulta:

Peso proprio della trave	$0,2057 \cdot 25$	5,14	kN/m
Peso getto della soletta su singola trave	$3,52 \cdot 0,20 \cdot 25 / 4$	4,40	kN/m
	$0,095 \cdot 0,40 \cdot 3 \cdot 25 / 4$	0,71	kN/m
	Totale	10,26	kN/m

Le azioni sollecitanti sono pertanto:

Momento in mezzeria	$1/8 \cdot 10,26 \cdot 11,25^2$	162,24	kNm
Taglio agli appoggi	$1/2 \cdot 10,26 \cdot 11,25$	57,68	kN
Momento in mezzeria in fase di precompressione	$1/8 \cdot 5,14 \cdot 11,25^2$	81,32	kNm

Carichi permanenti portati

Cordoli laterali	$2 \cdot 0,26 \cdot 0,20 \cdot 25$	2,60	kN/m
Parapetti	$2 \cdot 1,00$	2,00	kN/m
Pavimentazione	$0,10 \cdot 3 \cdot 20$	6,00	kN/m
	Totale	10,60	kN/m

Le relative azioni sollecitanti sono:

Momento in mezzeria	$1/8 \cdot 10,6 \cdot 11,25^2$	167,70	kNm
Taglio agli appoggi	$1/2 \cdot 10,6 \cdot 11,25$	59,63	kN

Carichi mobili

Con riferimento al paragrafo 5.1.3.3.5 delle N.T.C., i carichi che si considerano 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 $q_{ik}=7,2$ kN/m², per cui si ha:

Momento in mezzeria carico tandem	$240*(11,25/2-0,60)$	1.206,00	kNm
Momento in mezzeria carico distribuito	$1/8*7,2*3*11,25^2$	341,72	kNm
	Totale	1.547,72	kNm

Taglio agli appoggi per carico tandem	$2*240*(11,25-0,60)/11,25$	454,40	kN
Taglio agli appoggi per carico distribuito	$7,2*3*11,25/2$	121,50	kN
	Totale	575,90	kN

6.2 VERIFICA DELLE TENSIONI IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

La verifica delle tensioni 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 $\psi_{21}=0$ (par. 5.1.3.13 N.T.C.).

Per entrambe le combinazioni, 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 § 4.

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 5 si riportano i valori delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo calcolati nella sezione di mezzeria considerando il 100% della precompressione ed un momento di peso proprio della trave pari a 81,32 kNm.

Le tensioni massime nell'acciaio e nel calcestruzzo risultano:

- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore trave: 8,48 MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo inferiore trave: 11,38MPa
- Tensione nell'acciaio inferiore: 1157 MPa
- Tensione nell'acciaio superiore: 1201 MPa

6.2.3 FASE FINALE COMBINAZIONE RARA

Si considera la sezione a T riportata in Figura 7 con applicato un momento flettente

$$M = 1547,72 + 167,70 = 1715,42 \text{ kNm}$$

ove 1547,72 kNm è il momento dovuto ai carichi mobili e 167,70 kNm è il momento per i carichi permanenti portati.

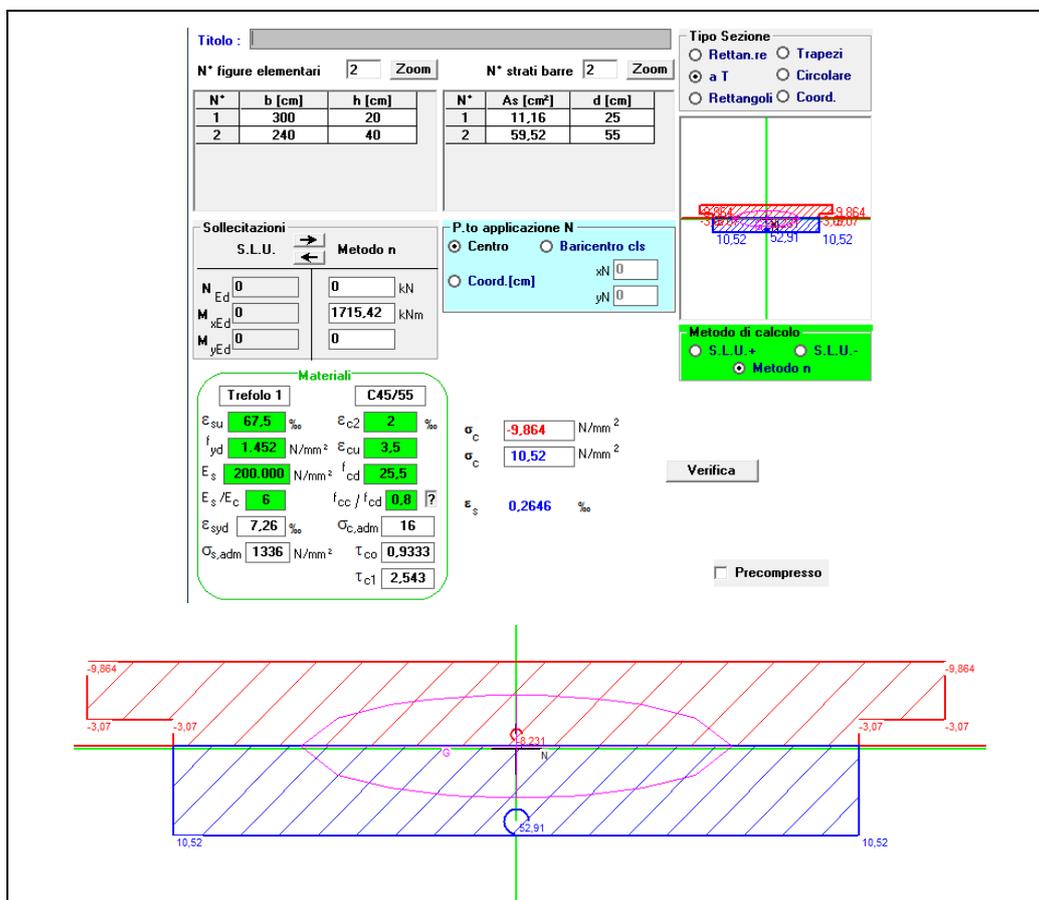


Figura 7

Si ha quindi:

- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore soletta: 9,86 MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore trave: 8,48+3,07 = 11,55 MPa
- Tensione nel calcestruzzo al lembo inferiore trave: 11,38-10,52=0,86 MPa

- Tensione nell'acciaio inferiore: $1157+52,91 = 1209,91 \text{ MPa}$
- Tensione nell'acciaio superiore: $1201-8,23=1192,27 \text{ MPa}$

6.2.4 FASE FINALE QUASI PERMANENTE

Si considera la sezione a T riportata in Figura 8 con applicato un momento flettente $M = 167,70 \text{ kNm}$, relativo ai carichi permanenti portati.

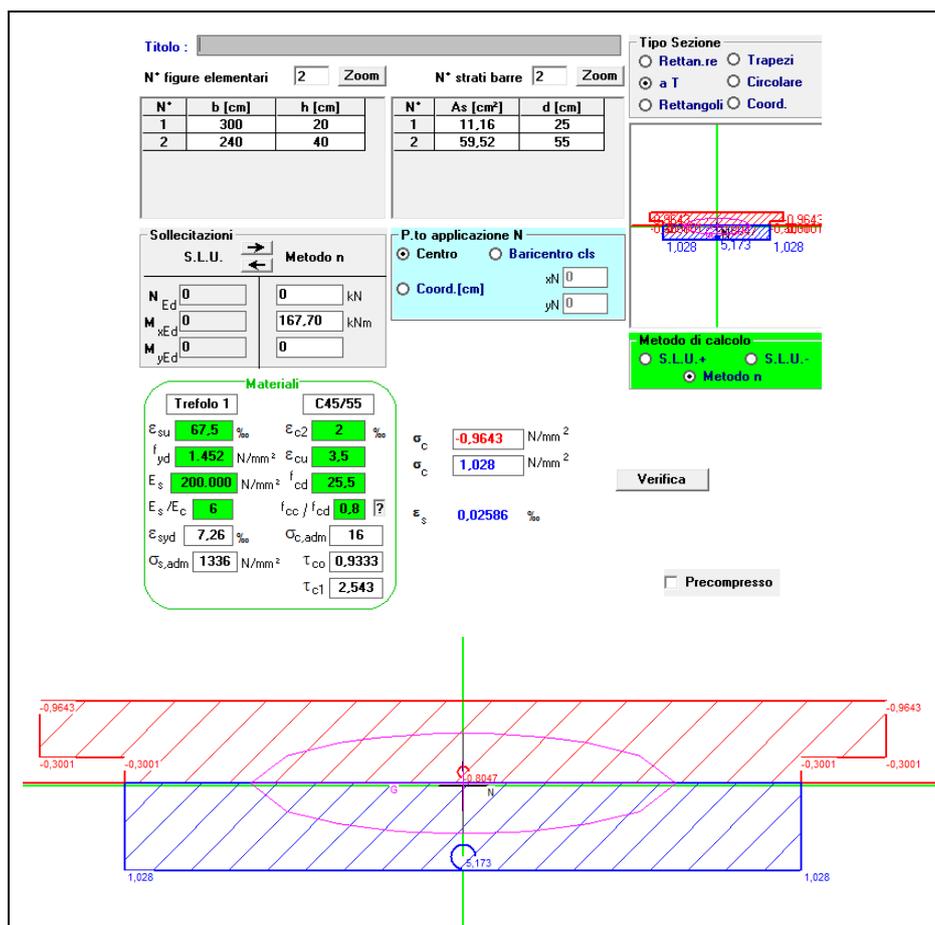


Figura 8

Si ha quindi:

- Tensione nel calcestruzzo al lembo superiore: $8,48+3,07 = 11,55 \text{ MPa}$
- Tensione nel calcestruzzo al lembo inferiore: $11,38-1,02=10,36 \text{ MPa}$
- Tensione nell'acciaio inferiore: $1157+5,17=1162,17 \text{ MPa}$
- Tensione nell'acciaio superiore: $1201-0,8=1200,02 \text{ MPa}$

6.3 VERIFICA ALLO SLU DELLA SEZIONE DI MEZZERIA PER PRESSOFLESSIONE

Dato il tipo di struttura in esame, le forze orizzontali per frenatura e sisma orizzontale non sono significative.

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:

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

$$E + G1 + G2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} \text{ (combinazione sismica)}$$

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

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 mezzera 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	325,27*	1,35	439,11
Carichi permanenti portati	167,70	1,35	226,39
Carichi mobili	1.547,72	1,5	2.321,58
		Totale	2.987,08

* 81,32 kNm/trave x 4 travi

Combinazione sismica

	M (kNm)	γ	M_d (kNm)
Momento peso trave e soletta	325,27	1	325,27
Carichi permanenti portati	167,70	1	167,70
Sisma verticale	460,92*	1	460,92
		Totale	953,88

* ottenuto moltiplicando la somma dei momenti relativi ai carichi permanenti per $S_d(g) = 0,935$

La verifica effettuata per la combinazione fondamentale (più gravosa rispetto alla combinazione sismica) è riportata in Figura 9, dalla quale si evince che il momento sollecitante è minore di quello resistente.

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 § 6.1):

$$V_{Ed}=57,68*1,35 = 77,86 \text{ kN}$$

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 (par. 4.1.2.1.3.1. delle N.T.C.):

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

Con riferimento al precedente § 6.2.2, a livello di baricentro della sezione si ha $b_w=50$ cm, $d=35$ cm, $f_{ctd}=1,76$ MPa e $\sigma_{cp}=10,02$ MPa (tensione di compressione a livello baricentrico, ottenuta dividendo la forza totale di precompressione per l'area ideale della sezione). Quindi, il taglio resistente è:

$$V_{Rd}=0,7*500*450*(1,76^2+10,02*1,76)*10^{-3}=326 \text{ kN}$$

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) risulta:

$$\gamma_{G1}\cdot G1+\gamma_{G2}\cdot G2 +\gamma_P \cdot P+\gamma_{Q1}\cdot Qk1$$

e considerando la sezione in calcestruzzo armato normale il taglio agente V_{Ed} è riportato in tabella:

	T (kN)	γ	T_d (kN)
Taglio peso trave e soletta	57,68	1,35	77,87
Carichi permanenti portati	59,63	1,35	80,49
Carichi mobili	575,90	1,5	863,85
		V_{Ed} =	1.022,22

Le quattro travi sono armate con staffe Ø12, aventi agli estremi un passo di 10 cm. L'armatura a taglio dell'impalcato è pertanto costituita da staffe ad 8 braccia con passo di 10 cm.

Il taglio resistente è calcolato con l'approccio proposto al par. 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}).

Massimizzando la resistenza al taglio, nel caso in esame si ottiene $\theta = 31,95^\circ$ e:

$$V_{Rsd} = V_{Rcd} = 2.810 \text{ kN}$$

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

6.5 VERIFICA A FESSURAZIONE

Al paragrafo 4.2.4 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 § 5 è rispettato anche per la condizione di carico accidentale massimo.

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 § 4.1

L'inerzia della sezione trasversale calcolata a sezione reagente vale $I = 4,803 \text{ m}^4$

Si assume come modulo $E = 32308 \text{ N/mm}^2$, da cui:

$$f = (5/384ql^4 + P \cdot a \cdot (3l^2 - 4l^2)/24 EI$$

Sostituendo $l = 11,25 \text{ m}$, $q = 21,6 \text{ kN/m}$ e $P = 480 \text{ kN}$ si ottiene:

$$f = (5/384 \cdot 21,6 \cdot 11,25^4 + 240 \cdot 4,125 + (3 \cdot 11,25^2 / 4 \cdot 1,25^2) / 24) / (4,803 \cdot 32,308 \cdot 10^6) = \\ = 0,002 \text{ m}$$

Siccome risulta $l/f = 5625$, la verifica allo stato limite di deformazione è soddisfatta.

7. VERIFICA DELLA SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPALCATO

Si verifica la soletta come elemento inflesso in direzione perpendicolare alla tessitura delle travi.

La verifica viene condotta nella condizione staticamente più sfavorevole, che corrisponde al massimo sbalzo di 75 cm.

Lo spessore della soletta collaborante con le travi è di 20 cm; lo schema di calcolo è di sbalzo con luce di calcolo $L = 75$ cm, di cui 25 sono occupati dal parapetto.

Come carico accidentale sullo sbalzo si assume un'impronta dello schema di carico 2.

In tabella 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*0,76*25	3,80	1,44
Cordoli laterali	0,26*0,20*25	1,30	0,82
Parapetti	1,00	1,00	0,63
Pavimentazione	0,10*0,50*20	1,00	0,25
	Totale	7,10	3,14

Considerando la ripartizione nella soletta e nello spessore della pavimentazione, l'impronta del carico diventa $a = 0,60 + 2 * 0,10 + 0,20 = 1,00$ m (lato ortogonale alle travi) e $b = 0,35 + 2 * 0,10 + 0,20 = 0,75$ m, e quindi:

$$q = 240 / (1 * 0,75) = 320 \text{ kN/m}^2$$

Essendo la luce di sbalzo occupata dal carico $l = 0,50$ m, si ha:

$$M = 0,75 * 320 * 0,70^2 / 2 = 58,80 \text{ kNm}$$

essendo 0,70 m la luce di calcolo, pari a 0,5 m più metà larghezza della trave in c.a.p. (0,2 m).

Per tenere conto dell'effetto piastra, si considera una ripartizione orizzontale di 1/1; la larghezza della soletta interessata risulta $b = 0,75 + 2 * 0,70 = 2,15$ m, da cui:

$$M = 58,80 / 2,15 = 27,35 \text{ kNm/m}$$

Pertanto, il momento di progetto allo SLU è:

$$M_d = 1,35 * 3,14 + 1,50 * 27,35 = 45,26 \text{ kNm/m}$$

La sezione, come detto alta 20 cm, è armata lungo il lembo superiore con barre $\varnothing 16$ passo 20 cm e lungo il lembo inferiore con barre $\varnothing 12$ passo 20 cm.

La verifica è riportata nella Figura 10, dalla quale si evince che il momento resistente è maggiore di quello sollecitante allo SLU.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	5,65	4
			2	10,05	16

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 45,36 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 58,63 kNm

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

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett. 100

Calcola MRd | Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C28/35	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	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/mm ²	τ_{co}	0,6667
		τ_{c1}	1,971

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 12,5 ‰
 d 16 cm
 x 3,499 x/d 0,2187
 δ 0,7134

Figura 10

8. VERIFICA DELLA PILA

In Figura 11 si riportano il prospetto della pila con evidenziate le caratteristiche geometriche della stessa e in Figura 12 due viste tridimensionali.

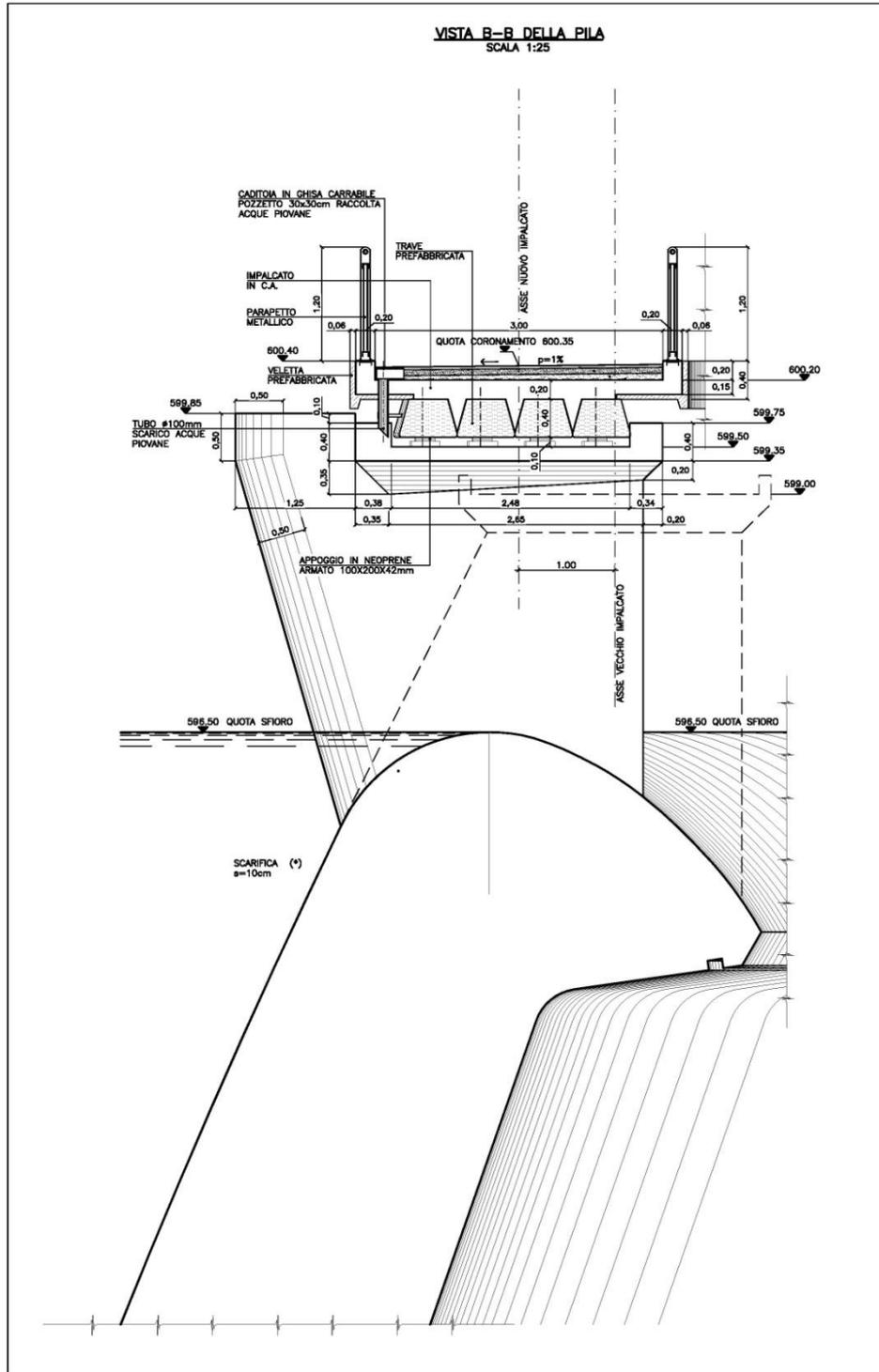


Figura 11

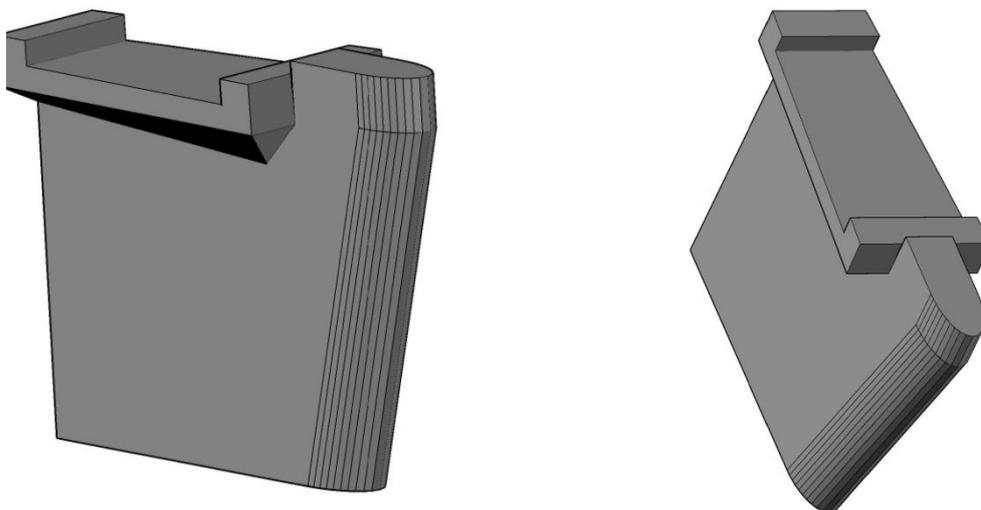


Figura 12

Per le verifiche si considera la base della pila alla quota 596,50 m s.m.

In Figura 13 è riportata la sezione a quota 596,50 m s.m. considerata per le verifiche.

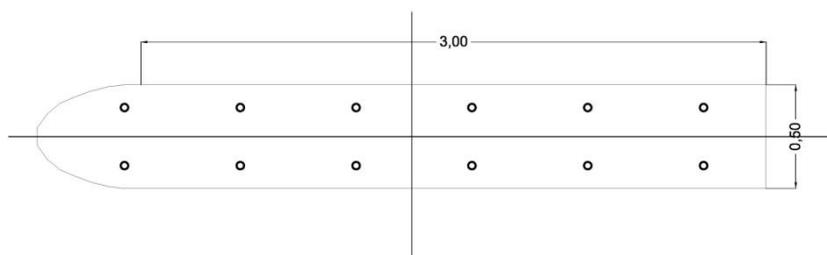


Figura 13

8.1 COMBINAZIONI DI CARICO PER LA VERIFICA ALLO SLU

La verifica viene eseguita allo SLU considerando le tre combinazioni di carico riportate nel seguito, che risultano essere le più gravose per le verifiche della pila.

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 abbinato 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:

$$F = 0,6 \cdot 2 \cdot 240 + 0,10 \cdot 7,2 \cdot 3,00 \cdot 12,75 = 315,54 \text{ kN}$$

che si considera agente su due pile e posizionata alla quota del piano dell'impalcato; con due impalcati carichi è:

$$F = 0,6 \cdot 2 \cdot 240 + 0,10 \cdot 7,2 \cdot 3,00 \cdot 12,75 \cdot 2 = 343,08 \text{ kN}$$

che si considera agente su tre pile alla quota del piano dell'impalcato.

In questa combinazione $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,35$ (permanenti 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

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

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

In sintesi, si verifica a pressoflessione la sezione delle pile a quota 596,50 m s.m. per le combinazioni di carico sopra descritte.

Per il calcolo delle sollecitazioni, la sezione è indicata in Figura 14 dove e_x ed e_y sono le eccentricità delle risultanti dei carichi verticali.

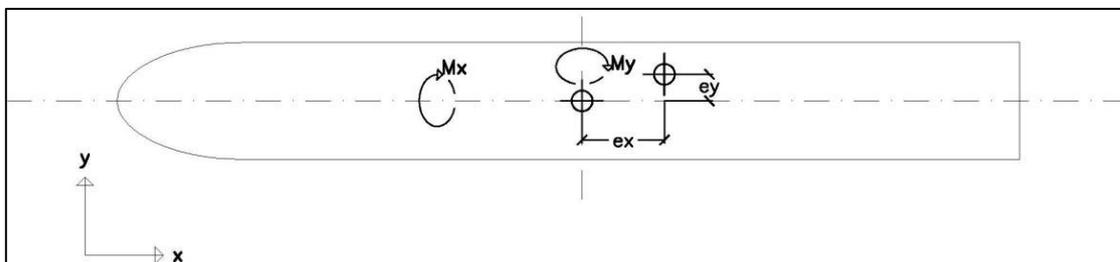


Figura 14

8.2 SOLLECITAZIONI CARATTERISTICHE PER CARICHI PERMANENTI E PER CARICHI MOBILI

Si analizzano le sollecitazioni alla base della pila per carichi permanenti di peso proprio e portati, nonché per i carichi mobili sopra richiamati. Nelle seguenti figure sono riportati i valori delle eccentricità delle risultanti dei carichi agenti sulla struttura. In particolare in Figura 15 sono rappresentate due viste 3D in cui sono riportate le distanze dei baricentri di pila e pulvino dal baricentro geometrico della sezione: nella prima considerando pila e pulvino come unico corpo, nella seconda considerandoli separatamente.

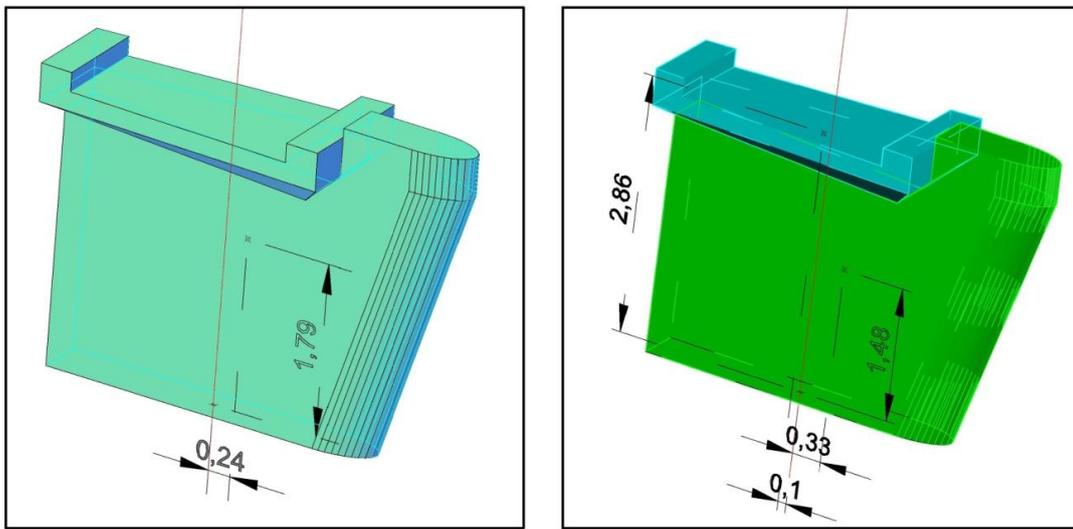


Figura 15

In Figura 16 e Figura 17 sono rappresentate le distanze del baricentro dell'impalcato e dei carichi agenti dal baricentro geometrico della sezione di verifica.

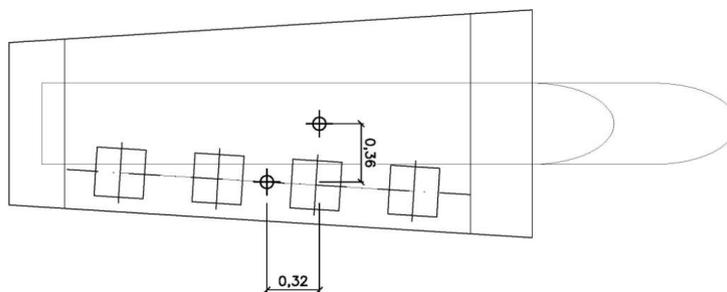


Figura 16

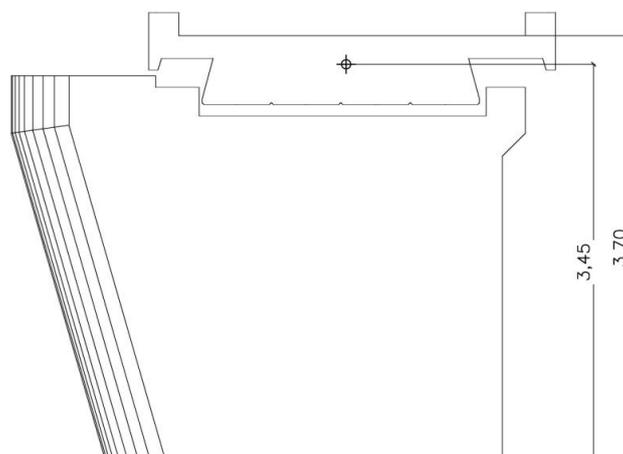


Figura 17

Peso proprio pila

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Peso fusto pila	118,75	-0,33	-	-	-39,19
Peso pulvino	9,08	0,10	-	-	0,91
Totale	127,83				-38,28

I valori caratteristici del peso proprio del fusto pila e del pulvino sono ricavati dal modello 3D raffigurato in Figura 15.

Carichi permanenti da impalcato

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Peso travi e soletta	481,99	0,32	-	-	154,24
Peso pavimentazione e cordoli	124,55	0,32	-	-	39,86
Totale	606,54				194,09

Carico accidentale su un impalcato

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Carico tandem	454,40	0,32	0,36	163,58	145,41
Carico distribuito	126,90	0,32	0,36	45,68	40,61
Totale	581,30			209,27	186,02

I carichi tandem e distribuito sono ricavati considerando i valori calcolati al precedente §6.1, considerando lo schema statico di un impalcato lungo 11,75 m con 11,25 m di interasse tra gli appoggi e i carichi nella posizione staticamente più gravosa.

A questo carico corrisponde una forza di frenatura pari a:

$$F_y = 315,54/2 = 157,77 \text{ kN (vedi paragrafo precedente)}$$

che si considera agente su due pile e a cui corrisponde il momento alla base della pila:

$$M_x = 157,77 * 3,50 = 583,75 \text{ kNm}$$

Carico accidentale su due impalcati

	N (kN)	e_x (m)	e_y (m)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Carico tandem	465,07	0,32	-	-	148,82
Carico distribuito	253,80	0,32	-	-	81,22
Totale	718,87				230,04

Come illustrato in precedenza, ma considerando che su una pila gravano due impalcati.

A questo carico corrisponde una forza di frenatura pari a:

$$F_y = 343,08/3 = 114,36 \text{ kN (vedi paragrafo precedente)}$$

che si considera agente su tre pile e a cui corrisponde il momento alla base della pila:

$$M_x = 114,36 * 3,70 = 423,13 \text{ kNm}$$

8.3 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:

$$1,00 * E_y + 0,3 * E_x \pm 0,3 * E_z$$

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.

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 § 3.2.

Per le strutture del ponte di coronamento, a favore di sicurezza, si assume pertanto per le due componenti orizzontali S_d(g) = 0,70 e per la componente verticale S_d(g) = 0,935.

Nelle tabelle si riportano i valori delle sollecitazioni.

Sisma

	N (kN)	0,3*E_x (kN)	E_y (kN)	0,3*E_z (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
Peso impalcato	481,99	±101,22	±337,39	±135,20	±1.163,99	±392,46
Carichi permanenti portati	124,55	±26,16	±87,19	±34,94	±322,58	±107,95
Peso pila	127,83	±26,85	±89,48	±35,86	±160,18	±39,45
Totale	734,37	154,22	514,06	±205,99	1.646,75	539,86

8.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO SLU E VERIFICA DELLA SEZIONE A QUOTA 596,50 M S.M.

Si riportano i risultati delle combinazioni di carico allo SLU per la sezione a quota 596,50 m s.m. per le combinazioni descritte al § 7.

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	481,99			154,24	1,00
Carichi permanenti portati	1,35	124,55			39,86	1,00
Carichi mobili	1,35	581,30		209,27	186,02	1,00
Peso pila	1,35	127,83			-38,28	1,00
Frenatura						1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 1.776,15 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 282,51 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 461,47 \text{ kNm}$$

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)	Ψ₁
Peso impalcato	1,35	481,99			154,24	1,00
Carichi permanenti portati	1,35	124,55			39,86	1,00
Carichi mobili	1,35	718,87			230,04	1,00
Peso pila	1,35	127,83			-38,28	1,00
Frenatura						

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 1.961,87 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 0$$

$$M_{yd} = 520,90 \text{ kNm}$$

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	481,99			154,24	1,00
Carichi permanenti portati	1,35	124,55			39,86	1,00
Carichi mobili	1,35	581,30		209,27	186,02	0,70
Peso pila	1,35	127,83			-38,28	1,00
Frenatura	1,35		157,77	583,75		1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 1.540,73 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 985,82 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 386,13 \text{ kNm}$$

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	481,99			154,24	1,00
Carichi permanenti portati	1,35	124,55			39,86	1,00
Carichi mobili	1,35	718,87			230,04	0,70
Peso pila	1,35	127,83			-38,28	1,00
Frenatura	1,35		114,36	423,13		1,00

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 1.670,73 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 571,23 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 427,73 \text{ kNm}$$

Sisma sussultorio diretto verso il basso

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 734,37 + 205,99 = 940,36 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1.163,99 + 322,58 + 160,18 = 1.646,75 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 539,86 - 38,28 + 194,09 = 695,68 \text{ kNm}$$

Sisma sussultorio diretto verso l'alto

Le azioni sollecitanti di progetto sono quindi:

$$N_d = 734,37 - 205,99 = 528,38 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1.163,99 + 322,58 + 160,18 = 1.646,75 \text{ kNm}$$

$$M_{yd} = 539,86 - 38,28 + 194,09 = 695,68 \text{ kNm}$$

Verifica della sezione

La sezione di verifica è quella a contatto tra la pila e lo sfioratore, pertanto è armato da 6+6 barre d'acciaio Dywidag avente le seguenti caratteristiche:

- diametro barre $\varnothing 36$
- carico a snervamento 960 kN
- carico a rottura 1070 kN
- interasse tra le coppie di barre 28 cm

I valori sopra indicati ricadono nel dominio N-M_x-M_y come si dimostra nella Figura 18 sotto riportata. Il dominio è calcolato per la sezione riportata in Figura 13, armata con le barre sopra descritte.

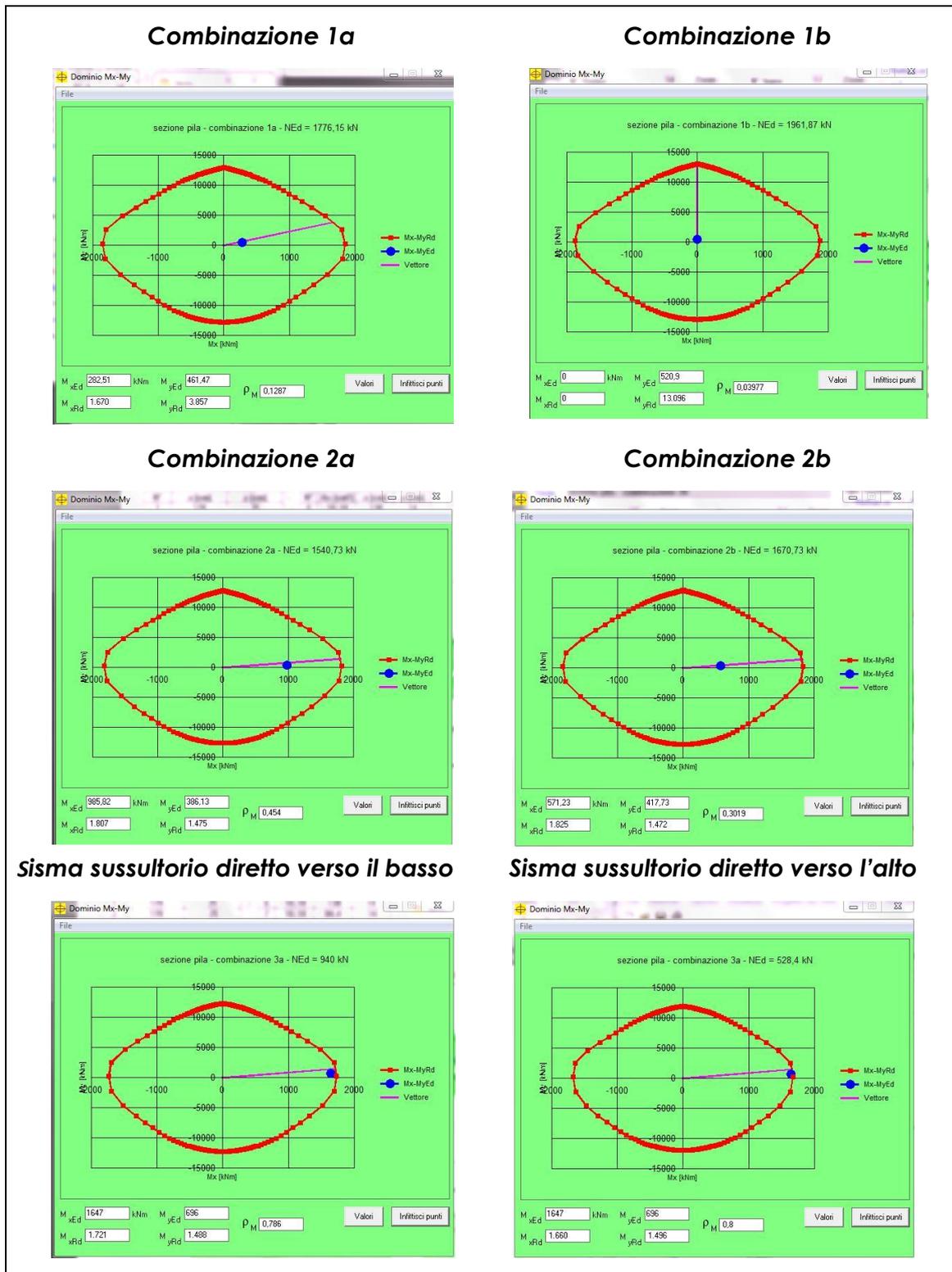


Figura 18

Sezioni a quote più alte sono armate con tradizionali barre ad aderenza migliorata $\varnothing 26$ con passo 25 cm. Le verifiche di queste sezioni, eseguite con le

stesse modalità ed ipotesi, sono soddisfatte e non vengono di seguito esposte in quanto non significative.

8.5 VERIFICA DELL' ANCORAGGIO DELLE PILA AL CORPO DIGA

L'ancoraggio della pila al corpo della diga è ottenuto mediante l'inghisaggio delle barre verticali tipo Dywidag Ø36 descritte nel paragrafo precedente, cioè sei barre per lato sulla sezione, come riportato in Figura 13.

La verifica si effettua per le due combinazioni sismiche in quanto ai fini della presente verifica le rimanenti condizioni di carico risultano trascurabili.

Dal calcolo elastico della sezione sollecitata con:

$$N_d = 528,38 \text{ kN}$$

$$M_{xd} = 1.646,75 \text{ kNm}$$

$$N_d = 695,68 \text{ kNm}$$

risulta che la tensione in direzione assiale nelle barre di armatura è pari a 749 MPa.

Si ipotizza a favore di sicurezza che la forza orizzontale $F_{yd} = 514,06 \text{ kN}$ sia contrastata unicamente dalle barre, per cui si ha:

$$\tau = 1,33 * 514,06 * 10^3 / (12 * 10,18 * 10^2) = 56 \text{ MPa}$$

essendo 1,33 il fattore di taglio, 12 il numero delle barre e 10,18 cm² l'area di una singola barra.

Per cui nella barra risulta:

$$\sigma_{id} = 0,5 * (749 + \text{SQR}(749^2 + (4 * 56)^2)) = 765 \text{ MPa} < 0,75 f_{ptk}$$

La lunghezza di inghisaggio delle barre è calcolata considerando che il calcestruzzo del corpo diga sia del tipo C (28/35) per il quale $f_{ctk} = 1,93 \text{ MPa}$. La tensione tangenziale di aderenza risulta quindi $f_{bd} = 2,895 \text{ MPa}$ (paragrafo 4.1.2.1.1.4 delle N.T.C.).

Considerando la tensione assiale sopra calcolata, si ricava che la lunghezza minima di ancoraggio è pari a:

$$L_{min} = 36 * 749 / (4 * 2,895) = 2.328 \text{ mm}$$

La spinta totale agente si considera come somma dei due contributi di spinta statica e di spinta dinamica dell'acqua nella condizione di battente idraulico massimo ipotizzata.

9.1.1 SPINTA STATICA DELL'ACQUA

La spinta statica dell'acqua sulla superficie del nuovo sfioratore dipende dall'altezza della colonna d'acqua massima al di sopra dello stesso.

Applicando la Legge di Stevino si determina la pressione agente alla quota di ancoraggio del nuovo sfioratore:

$$p_A = \rho \cdot g \cdot h_A = \gamma \cdot h_A$$

Con:

ρ = densità dell'acqua = 1000,0 kg/mc

g = accelerazione di gravità

γ = peso specifico dell'acqua = 10,0 kN/mc

h_A = affondamento della sezione considerata

Si considera, a favore di sicurezza, che le pressioni lungo l'altezza dello sfioratore abbiano un andamento uniforme anziché lineare, attribuendo come valore della pressione quella calcolata nel punto di massimo affondamento dello stesso (Figura 20).

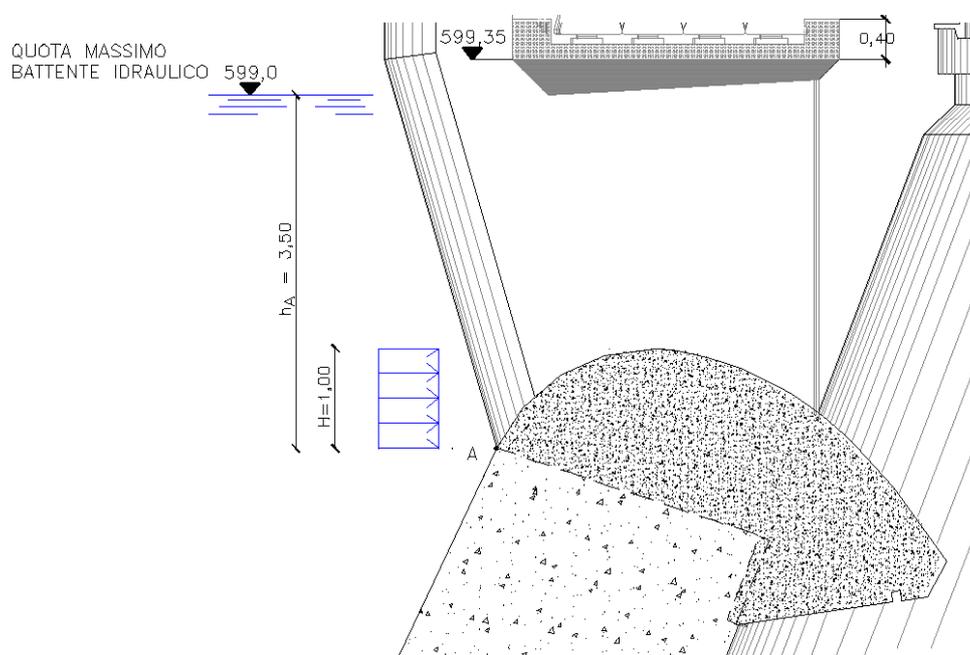


Figura 20

In queste ipotesi, integrando sulla superficie di larghezza unitaria ed altezza di 1,0 metri indicata in figura, si ottiene:

$$S_{IDROSTATICA} = \gamma \cdot h_A \cdot 1,0 \cdot H = 10,0 \cdot 3,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 35,0 \text{ kN}$$

9.1.2 SPINTA DINAMICA DELL'ACQUA

Durante lo sfioro, si determina sul manufatto in progetto anche un contributo di spinta dovuta agli effetti dinamici di trascinamento dell'acqua in movimento. Tali effetti costituiscono il contributo dinamico alla spinta in esame e dipendono dalla velocità massima di sfioro dell'acqua.

Dalla relazione idraulica di progetto, la portata totale dello scarico alla quota di massimo invaso è 394 m³/s. La lunghezza totale della soglia di sfioro è di 45 m, quindi si ricava una velocità di:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{394,0}{45 \cdot 2,5} = 3,50 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

La spinta dinamica vale, quindi:

$$\begin{aligned} S_{DINAMICA} &= \frac{1}{2} \cdot c_d \cdot \gamma \cdot v^2 \cdot 1,0 \cdot (h_A - H) = \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2,0 \cdot 10,0 \cdot 10^2 \cdot 3,50^2 \cdot 1,0 \cdot 2,5 = 306250 \text{ N} \approx 30,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

con c_d (coefficiente di drag o di resistenza aerodinamica) assunto a favore di sicurezza pari a 2,0.

9.1.3 FORZE AGENTI SULLO SFIORATORE

In Figura 21 sono riportate le forze agenti sul manufatto oggetto di verifica. Esse sono:

- Spinta Acqua = Spinta idrostatica + Spinta dinamica;
- Peso proprio porzione di manufatto in oggetto.

Per massimizzare le forze di trazione sugli ancoraggi del manufatto in progetto si considera, a favore di sicurezza, che la spinta dell'acqua sia applicata alla quota del ciglio dello sfioratore.

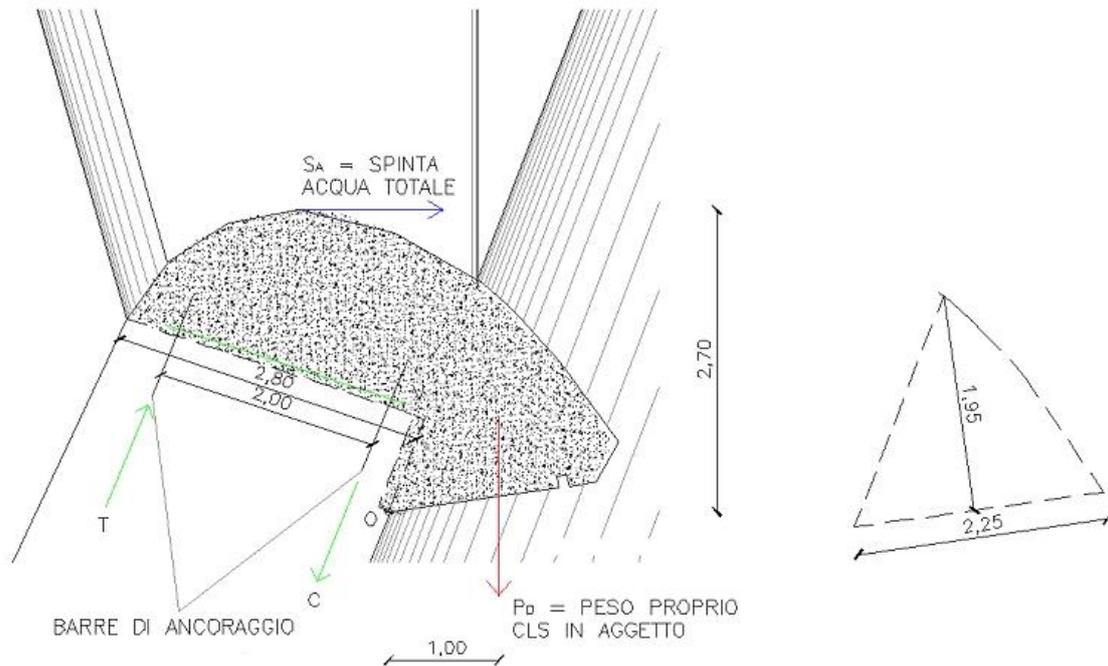


Figura 21

Si ha, dunque:

$$S_A = \text{Spinta Acqua totale} = \text{Spinta idrostatica} + \text{Spinta dinamica} = \\ = 35,00 + 30,65 = 65,65 \text{ kN}$$

$$P_D = \text{Peso dente in aggetto} = \frac{1}{2} \cdot 2,25 \cdot 1,95 \cdot \gamma_{C.A.} = \frac{1}{2} \cdot 2,25 \cdot 1,95 \cdot 25,0 = 54,85 \text{ kN}$$

Con le forze calcolate e lo schema della figura precedente, si determinano le forze agenti sulle barre di ancoraggio considerando che, in equilibrio, il momento ribaltante dovuto a S_A e P_D attorno al punto "O" sia bilanciato dalla coppia T – C delle barre di ancoraggio.

La combinazione di carico adottata è quella definita come "Combinazione eccezionale" (acqua alla quota di massimo invaso) nella proposta del nuovo regolamento dighe¹ (§ C.8). Si avrà quindi, per la larghezza di un metro di sfioratore:

$$T = \frac{S_A \cdot 2,70 + P_D \cdot 1,0}{2,0} = \frac{65,65 \cdot 2,70 + 54,85 \cdot 1,0}{2,0} = 116,10 \text{ kN}$$

$$V \approx S_A = 65,65 \text{ kN}$$

¹ Proposta di Aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta, il cui testo è allegato al Voto n. 204/2009 dell'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei LL.PP. (aggiornamento 18 dicembre 2009)

9.2 VERIFICA DEGLI ANCORAGGI

L'ancoraggio dello sfioratore al corpo della diga è ottenuto mediante l'inghisaggio di barre verticali tipo B450C del diametro di 20 mm.

Nella sezione si dispongono quattro barre per lato sulla sezione rettangolare di larghezza unitaria pari a 100 cm e di altezza pari a 280 cm.

La verifica si effettua considerando le azioni agenti calcolate nel precedente paragrafo.

Ogni barra sarà soggetta alle seguenti forze:

$$T_i = \frac{T}{4} = \frac{116,10}{4} = 29,05 \text{ kN}$$
$$V_i = \frac{V}{8} = \frac{65,65}{8} = 8,25 \text{ kN}$$

La tensione nelle barre di armatura risulta pari a:

$$\sigma_i = \frac{T_i}{A_s} = \frac{29,05 \cdot 10}{3,14} = 92,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 92,5 \text{ MPa}$$

Si ipotizza a favore di sicurezza che la forza orizzontale $V_i = 8,25$ kN sia contrastata unicamente dalle barre, per cui si ha:

$$\tau_i = 1,33 \cdot \frac{V_i}{A_s} = 1,33 \cdot \frac{8,25 \cdot 10}{3,14} = 34,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 34,9 \text{ MPa}$$

essendo 1,33 il fattore di taglio e 3,14 cm² l'area di una singola barra.

Per cui nella barra risulta:

$$\sigma_{td} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sigma_i + \sqrt{\sigma_i^2 + 4 \cdot \tau_i^2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \left(92,5 + \sqrt{92,5^2 + 4 \cdot 34,9^2} \right) = 104,2 \text{ MPa} < 0,85 \cdot f_{yk}$$

L'ancoraggio delle barre al calcestruzzo esistente avverrà attraverso un adesivo chimico. Il calcolo della lunghezza di ancoraggio viene pertanto eseguito in accordo con quanto indicato da un produttore dell'adesivo, in questo caso Hilti Italia S.p.A., con particolare riferimento al "Manuale di Tecnologia del Fissaggio". Il metodo adottato è in accordo con l'Eurocodice 2 e fa riferimento a prove e risultati su test sperimentali. Come prescritto nel Capitolato Tecnico, l'Appaltatore dovrà presentare il calcolo basato sul prodotto scelto.

La "Lunghezza base di ancoraggio" è definita come la lunghezza sopra la quale l'acciaio è completamente utilizzato. In altre parole, se la lunghezza di ancoraggio è maggiore della lunghezza base, il raggiungimento della resistenza di progetto a trazione nella barra di acciaio avviene prima del

raggiungimento della trazione limite dei legami adesivo-acciaio e adesivo-calcestruzzo.

La lunghezza base è ottenuta come il valore massimo delle due lunghezze di ancoraggio ricavate imponendo che la resistenza a trazione nell'acciaio sia minore della resistenza del legame adesivo-acciaio e di quello adesivo-calcestruzzo:

$$l_b = \max\left\{\phi^{3/2} \cdot f_{yk} \cdot \gamma_b / (100 \cdot \gamma_s); \phi^2 \cdot f_{yk} \cdot \gamma_c / (18 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot D \cdot \gamma_s)\right\}$$

dove:

- l_b è la lunghezza base di ancoraggio [mm];
- $\phi = 20$ mm è il diametro della barra di armatura [mm];
- $D = 26$ mm è il diametro della perforazione [mm];
- f_{yk} e f_{ck} sono il valore caratteristico della tensione di snervamento della barra di acciaio e la resistenza caratteristica del provino cilindrico del calcestruzzo [N/mm²]; nel caso in esame $f_{yk} = 450$ N/mm² e $f_{ck} = 28$ N/mm²;
- γ_s, γ_c e γ_b sono i coefficienti parziali di sicurezza delle barre di armatura (1,15), del calcestruzzo (1,5) e dell'adesivo utilizzato per l'iniezione della barra (1,5).

La lunghezza base di ancoraggio risulta quindi:

$$l_b = \max\{525\text{mm}; 483\text{mm}\} = 525 \text{ mm}$$

Quindi, siccome la lunghezza di ancoraggio prevista in progetto è ≥ 55 cm, cioè sempre maggiore della lunghezza base di ancoraggio, la resistenza dei legami adesivo-acciaio e adesivo-calcestruzzo è sempre maggiore della resistenza limite a trazione dell'acciaio e conseguentemente gli ancoraggi sono verificati.

Dott. Ing. Carlo Claudio MARCELLO