

DIGA DI CEPPO MORELLI

PROGETTO DI ADEGUAMENTO

PROGETTO DEFINITIVO - Rev. 1

RELAZIONE DI CALCOLO



INDICE

1.	GENERALITÀ	1
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	2
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
3.1.	STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO	3
3.1.1	CALCESTRUZZO PER STRUTTURE ARMATE	3
3.1.2	ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO	3
3.1.3	DURABILITÀ DELLA STRUTTURA	3
3.2.	STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA	4
3.2.1	GRIGLIATI	4
3.2.2	STRUTTURE PORTANTI DELLE PASSERELLE E PARAPETTI	5
3.2.3	BULLONI	5
4.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA	6
5.	MURO DI VALLE DELLO SCARICO DI SUPERFICIE ESISTENTE	7
5.1.	PREMESSE	7
5.2.	ANALISI DEI CARICHI	8
5.2.1	PESO PROPRIO	8
5.2.2	SPINTA DELL' ACQUA	8
5.2.3	AZIONI SISMICHE	9
5.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	11
5.3.1	APPROCCI DI CALCOLO	12
5.3.2	COMBINAZIONI DI CARICO	13
5.4.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	13
5.5.	CARICHI AGENTI	16
5.6.	VERIFICHE	16
5.6.1	VERIFICA A SCORRIMENTO	16
5.6.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO	17
5.6.3	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE	18
6.	MURI DELLO SCARICO DI SUPERFICIE IN FREGIO ALLA STRUTTURA AD ARCO- GRAVITÀ	21

6.1.	PREMESSE	21
6.2.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	23
6.3.	ANALISI DEI CARICHI	23
6.3.1	PESO PROPRIO	23
6.3.2	SPINTA DELL' ACQUA	23
6.3.3	AZIONI SISMICHE	24
6.4.	COMBINAZIONI DI CARICO	24
6.5.	RISULTATI DEI CALCOLI	25
7.	PONTI DI SERVIZIO PEDONALI	28
7.1.	PREMESSE	28
7.2.	ANALISI DEI CARICHI	29
7.2.1	PESO PROPRIO	29
7.2.2	AZIONI DELLA NEVE	30
7.2.3	AZIONI DI ESERCIZIO	30
7.2.4	AZIONI SISMICHE	30
7.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	30
7.3.1	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	30
7.3.2	STATI LIMITE ULTIMI	31
7.4.	RISULTATI DEI CALCOLI	31
7.4.1	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	31
7.4.2	STATI LIMITE ULTIMI	33
8.	TAGLI CON FILO DIAMANTATO	37

1. GENERALITÀ

La presente relazione riguarda le verifiche strutturali eseguite a supporto della progettazione definitiva di adeguamento della diga di Ceppo Morelli in Provincia di Verbano-Cusio-Ossola.

Nel seguito sono riportate le seguenti verifiche:

- dei calcestruzzi armati del sovrizzo del muro di valle dello scarico di superficie esistente;
- dei calcestruzzi armati dei muri laterali dello scarico di superficie in fregio alla nuova struttura ad arco-gravità;
- delle carpenterie metalliche dei nuovi ponti di servizio pedonali;
- della stabilità, in fase di cantiere, delle porzioni di diga esistente tagliate con filo diamantato.

Per tutte le strutture in calcestruzzo oggetto della presente relazione, la vita nominale è 100 anni e la classe d'uso IV, quindi con un coefficiente d'uso pari a 2. Il periodo di riferimento dell'azione sismica è pertanto di 200 anni.

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

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 (N.T.C.);
- 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.
- D.M. Min. Il. TT. 26 giugno 2014 – Norme tecniche per la progettazione e la costruzione degli sbarramenti di ritenuta.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle opere in progetto è previsto l'impiego dei sotto elencati materiali.

3.1. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

3.1.1 CALCESTRUZZO PER STRUTTURE ARMATE

Si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cubica)	R_{ck}	= 40 MPa
Resistenza a compressione (cilindrica)	f_{ck}	= 32 MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5$	= 18,13 MPa
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3}$	= 3,02 MPa
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0,7 * f_{ctm}$	= 2,11 MPa
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	= 1,41 MPa
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,60 * f_{ck}$	= 19,20 MPa
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0,45 * f_{ck}$	= 14,40 MPa

3.1.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano le barre ad aderenza migliorata in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche (Tabella 1):

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 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 $f_{y \text{ misurato}} / f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ MPa
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30$ MPa
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_c = 0,80 * f_{yk} = 360$ MPa

Tabella 1

3.1.3 DURABILITÀ DELLA STRUTTURA

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, può essere assunta pari a 10 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro nominale pari a **45 mm** per tutte le parti di 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 adotta una **classe di esposizione XF1 XF3**:

XF1 si riferisce ad un ambiente con moderata saturazione di acqua, in assenza di agente disgelante e su superfici verticali di calcestruzzo come facciate o colonne esposte alla pioggia e al gelo e superfici non verticali non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.

XF3 si riferisce ad un ambiente con elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante e su superfici orizzontali, in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, a frequenti bagnature ed esposti al gelo.

Nella tabella 4.1.IV delle N.T.C. sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientali e al tipo di armatura.

Le opere in oggetto vengono classificate nel gruppo b, in condizioni ambientali aggressive con armatura poco sensibile.

Pertanto il limite dell'apertura delle fessure è di 0,2 mm con combinazione delle azioni quasi permanente.

3.2. STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

3.2.1 GRIGLIATI

I grigliati sono in acciaio S235JR conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche, utilizzate in sede di progettazione e verifica, sono riportate in Tabella 2.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	235	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	=	360	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	=	80769	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,3	
Peso di volume	γ	=	7.850	Kg/m ³
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	=	1,05	

Tabella 2

3.2.2 STRUTTURE PORTANTI DELLE PASSERELLE E PARAPETTI

Per la realizzazione della struttura portante delle passerelle e per i parapetti (travi IPE e HE, profilati cavi, piastre, ecc.) si utilizza l'acciaio S355JR, conforme alle norme UNI EN 10025, le cui caratteristiche sono riportate in Tabella 3.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	355	N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	f_{tk}	=	510	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	=	210000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	=	80769	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	ν	=	0,3	
Peso di volume	γ	=	7.850	Kg/m ³
Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle sezioni	γ_{M0}	=	1,05	
Coefficiente di sicurezza per la resistenza all'instabilità	γ_{M1}	=	1,05	

Tabella 3

3.2.3 BULLONI

Per le unioni bullonate verranno utilizzati bulloni ad alta resistenza, classe 8.8 (Tabella 4).

Tensione di snervamento	f_{yb}	=	649	N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	=	800	N/mm ²
Coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni	γ_{M2}	=	1,25	

Tabella 4

4. 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. Esse 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). Si ha pertanto un periodo di riferimento dell'azione sismica pari a $V_R = 200$ anni.

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_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

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

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: Ceppo Morelli.

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

Per le verifiche riportate nella seguente relazione si è considerato lo stato limite ultimo di "Prevenzione collasso", caratterizzato dai massimi parametri sismici:

Stato limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività	120	0,047	2,485	0,249
Danno	201	0,059	2,504	0,273
Salvaguardia vita	1898	0,115	2,662	0,322
Prevenzione collasso	2475	0,128	2,668	0,326

Tabella 5

5. MURO DI VALLE DELLO SCARICO DI SUPERFICIE ESISTENTE

5.1. PREMESSE

Il progetto prevede la demolizione della passerella pedonale esistente in calcestruzzo armato presente lungo lo sfioratore e delle pile che la sostengono, fondate nella soglia sfiorante dello scarico.

Per fronteggiare l'innalzamento del livello di massimo invaso, verrà eseguito un sovralzato del muro di valle dello scarico; sopra di esso verrà realizzato il nuovo percorso pedonale, che consentirà l'accesso allo sbarramento, e che sarà costituito per i primi 43 m dalla testa del muro a 785,50 m s.m. e per il successivo tratto da una passerella metallica sostenuta da pile in calcestruzzo armato.

In Figura 1 è riportato il profilo longitudinale del muro di valle in cui è indicata la numerazione delle sezioni trasversali, il profilo dell'acqua in condizioni di massimo invaso di progetto (784,50 m s.m.), ricavato dalle prove su modello idraulico e il profilo della roccia ricavato dai sondaggi.

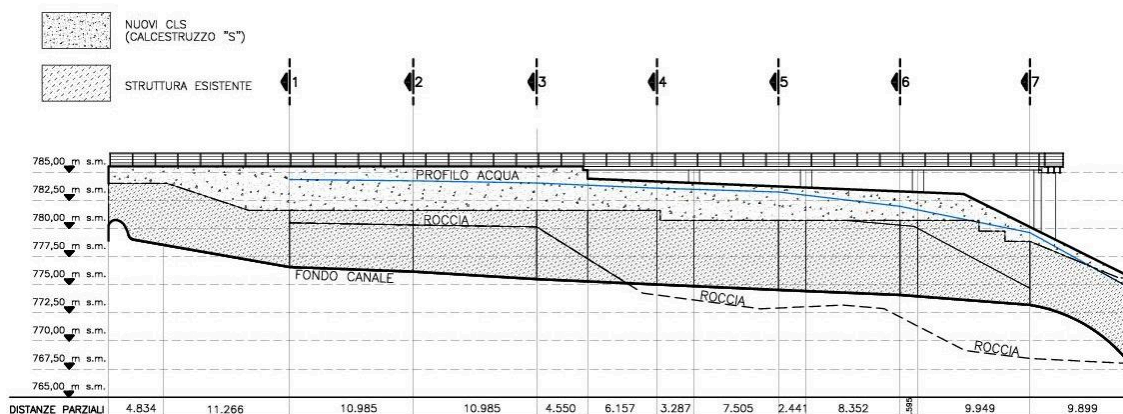


Figura 1

Le fondazioni del sovralzato del muro poggiano su roccia, tranne che a valle della sezione 6, dove il piano della roccia si approfondisce molto; in questa zona è previsto di eseguire micropali sia per sostenere il muro esistente durante gli scavi che per fondare i nuovi calcestruzzi armati.

I muri in esame sono nel seguito verificati agli Stati Limite Ultimi in condizioni statiche e sismiche.

In normali condizioni di esercizio lo scarico utilizzato per lo smaltimento delle piene ordinarie è quello intermedio che ha una capacità, con invaso alla quota di massima regolazione, di ~150 m³/s; pertanto lo scarico di superficie esistente esercita solo in caso di eventi di piena con portata al colmo superiore ai 150 m³/s. Conseguentemente, l'esercizio ordinario di questo scarico di superficie lo prevede vuoto o con battenti idrici sul fondo del canale dell'ordine delle decine di centimetri, ininfluenti per quanto riguarda la stabilità statica del muro di valle.

Quindi, nel seguito vengono verificati i muri in esame nelle seguenti due condizioni:

- Condizione eccezionale (massima piena): sui muri agisce la spinta dell'acqua nel canale. Non si considera, a favore di sicurezza, la spinta del terreno di rinfianco.
- Condizione sismica: sui muri agisce la spinta (statica e sismica) del terreno di rinfianco e le azioni sismiche sulla massa della struttura, con sisma ipotizzato agente nella stessa direzione della spinta del terreno.

Nel seguito si riportano le verifiche statiche delle due sezioni più gravose: la sezione 3 e la sezione 6.

5.2. ANALISI DEI CARICHI

5.2.1 PESO PROPRIO

Al muro esistente, costituito di pietrame e malta, è stato attribuito un peso di volume di 20 kN/m^3 , mentre ai nuovi calcestruzzi armati del sovralzato un peso di volume di 24 kN/m^3 .

5.2.2 SPINTA DELL'ACQUA

Per quanto riguarda la spinta dell'acqua, durante le prove su modello idraulico (v. Relazione Finale agosto 2008 allegata al Progetto Preliminare di Adeguamento) sono state misurate, tramite celle di pressione, le massime sollecitazioni dovute agli effetti idrostatici ed idrodinamici nelle sezioni ritenute più gravose. In Figura 2 è riportato un ingrandimento della Figura 1, in cui si può vedere l'ubicazione di queste celle di pressione e il massimo valore di pressione misurato in condizioni di massimo invaso di progetto (784,50 m s.m.).

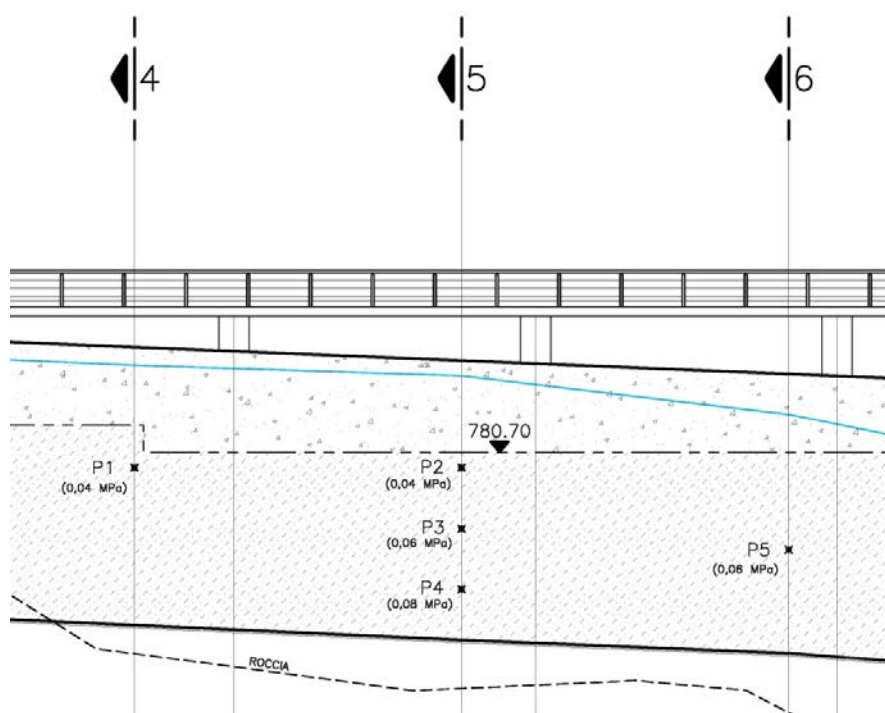


Figura 2

Sulla base di queste considerazioni, come indicato in Figura 3, nelle verifiche delle sezioni è stata aggiunta una pressione dell'acqua sul muro (Sa2), costante lungo la sua altezza, che a favore di sicurezza è stata assunta pari a 0,10 MPa e pertanto del 25% superiore rispetto al massimo valore registrato (P4). Questa pressione va a sommarsi a quella idrostatica (Sa1).

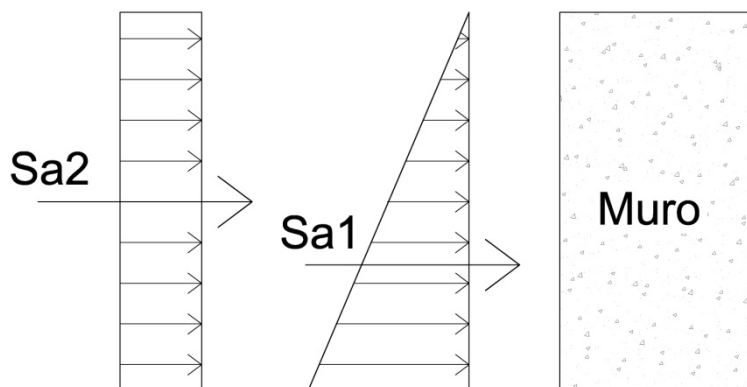


Figura 3

Nelle verifiche sono stati considerati i battenti idrici in condizioni di massimo invaso, ricavati dalle ultime prove su modello idraulico.

5.2.3 AZIONI SISMICHE

La classificazione sismica del Comune di Ceppo Morelli ed i parametri di pericolosità sismica della zona della diga sono riportati nel §4.

Le azioni sismiche vengono introdotte in modo pseudo-statico, con i seguenti coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v :

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

dove:

a_{\max} = accelerazione massima attesa al sito

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido = 0,128 g (corrispondente a SLC)

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T = coefficiente di amplificazione topografica

Nel caso in esame si ha una categoria di sottosuolo A, e un coefficiente topografico $S_T = 1$, pertanto si ha:

$$S_s = 1$$

$$\beta_m = 0,29$$

$$a_{max} = 0,128 \text{ g}$$

e quindi:

$$k_h = 0,037$$

$$k_v = \pm 0,019$$

Tramite questi coefficienti sono state ricavate le sollecitazioni sismiche sulle strutture, in particolare:

$T_{sismica}$ = azione orizzontale diretta verso l'interno del canale (direzione più sfavorevole) =
Peso delle strutture $\cdot k_h$

$N_{sismica}$ = azione verticale = \pm Peso delle strutture $\cdot k_v$

Azioni sismiche del terreno:

Una volta ultimata l'esecuzione del sovrizzo del muro di valle, esso verrà rinterrato con un rilevato compattato costituito dalle risulti degli scavi di fondazione.

Le azioni di questo rilevato, a favore di sicurezza, non sono state considerate nelle verifiche statiche delle strutture in quanto il suo effetto in concomitanza della spinta dell'acqua è stabilizzante. La presenza del rilevato compattato è stata invece considerata in concomitanza del sisma.

La spinta attiva del rilevato in condizioni sismiche è stata determinata con la seguente relazione:

$$S_{AE} = 0,5 \cdot \gamma_t \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \cdot H^2$$

dove:

γ_t = peso di volume del terreno = 18 KN/m³

H = altezza del muro soggetto alla spinta del terreno

K_{AE} = coefficiente di spinte attiva del terreno (statica + dinamica):

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

dove:

ϕ = angolo di attrito interno della roccia = 38°

β = inclinazione del paramento interno del muro rispetto all'orizzontale = 7°

δ = angolo di attrito terra-muro = 19°

i = inclinazione della superficie limite del rilevato = 0°

θ = inclinazione della risultante della forza peso e delle forze d'inerzia agenti sul cuneo, fornita dall'espressione:

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Come indicato nello schema di Figura 4.

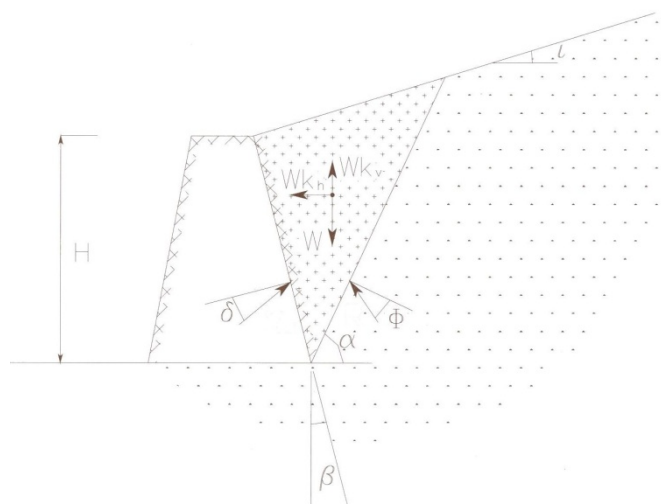


Figura 4

Si ottiene quindi:

per sisma diretto verso il basso (quindi con $\tan \theta = \frac{k_h}{1 + k_v}$): $K_{AE} = 0,30436$

per sisma diretto verso l'alto (quindi con $\tan \theta = \frac{k_h}{1 - k_v}$): $K_{AE} = 0,30437$

5.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli stati limite ultimi dei muri presi in esame si riferiscono (v. § 6.5.3.1 NTC e Circolare):

- allo sviluppo di meccanismi di collasso;
- al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono le opere stesse.

Gli stati limite ultimi per lo sviluppo di meccanismi di collasso riguardano lo scorrimento sul piano di posa (GEO) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

Lo stato limite di ribaltamento invece, deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

Per quanto riguarda gli stati limite di raggiungimento della resistenza nella roccia di fondazione e negli elementi strutturali si considera lo stato limite di resistenza della struttura (STR).

5.3.1 APPROCCI DI CALCOLO

Le verifiche verranno condotte, in analogia a quelle per muri di sostegno, secondo l' "Approccio 1" utilizzando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici e le azioni (Tabelle 6.2.I e 6.2.II delle NTC 2008) e per le resistenze (Tabella 6.5.I delle NTC 2008) (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare).

In particolare per l'Approccio 1 sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti:

Approccio 1

- Combinazione 1: A1 + M1 + R1
- Combinazione 2: A2 + M2 + R2

Di seguito si riportano le tabelle delle NTC 2008 riferite ai coefficienti parziali delle azioni A, dei parametri geotecnici M e delle resistenze R.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.					
CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno				
PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.			
VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Pertanto:

- la verifica a scorrimento viene effettuata con i coefficienti definiti secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):
- A2 + M2 + R2

- lo stato limite di ribaltamento viene trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando i coefficienti del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte (v. § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare):
- EQU + M2 + R1
- le verifiche delle sollecitazioni vengono effettuate secondo l'Approccio1 Combinazione 1
- A1 + M1 + R1
- Approccio individuato da § 6.5.3.1.1 NTC e Circolare per le verifiche di resistenza negli elementi strutturali e che in questo caso risulta più cautelativo rispetto all'Approccio 1 Combinazione 2 (individuato per le verifiche delle sollecitazioni in fondazione).

Le verifiche in condizioni sismiche vengono effettuate attraverso l'analisi pseudo statica, eseguita con l'Approccio 1 (v. C 7.11.6.2 Circolare). Tali verifiche devono inoltre essere condotte ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

Nel caso della verifica a ribaltamento i carichi permanenti favorevoli devono comunque essere considerati con un $\gamma_{G1} = 0,9$ in quanto, come nel caso statico, lo stato limite a ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU v. §6.5.3.1.1 NTC 2008).

5.3.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

1. Combinazione eccezionale:

$$(SLU Statico): \quad \gamma_{G1} P_v + \gamma_{G1} P_n + \gamma_{G2} S_{a1} + \gamma_{G2} S_{a2}$$

2. Combinazione sismica:

$$(SLU Sisma): \quad E + P_v + P_n + P_{terra}$$

Nelle espressioni precedenti:

P_v e P_n sono i pesi propri delle porzioni vecchie e nuove dei muri

S_{a1} e S_{a2} è la spinta dell'acqua

E è l'azione sismica della massa della struttura

P_{terra} è la spinta statica e sismica del terreno di rinfianco

L'azione sismica orizzontale è diretta verso l'interno del canale (condizione più sfavorevole), mentre quella verticale ha verso uguale all'accelerazione di gravità per le combinazioni SLU Sisma + e verso opposto per le SLU Sisma -.

5.4. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Si riportano nella Figura 5 e nella Figura 6 rispettivamente le sezioni 3 e 6, con indicate le sezioni 3a, 3b, 6a e 6b lungo cui sono state eseguite le verifiche delle sollecitazioni in

fondazione, al ribaltamento e allo scorrimento; nelle sezioni è anche indicato il massimo livello raggiunto dalla corrente in condizioni di massimo invaso.

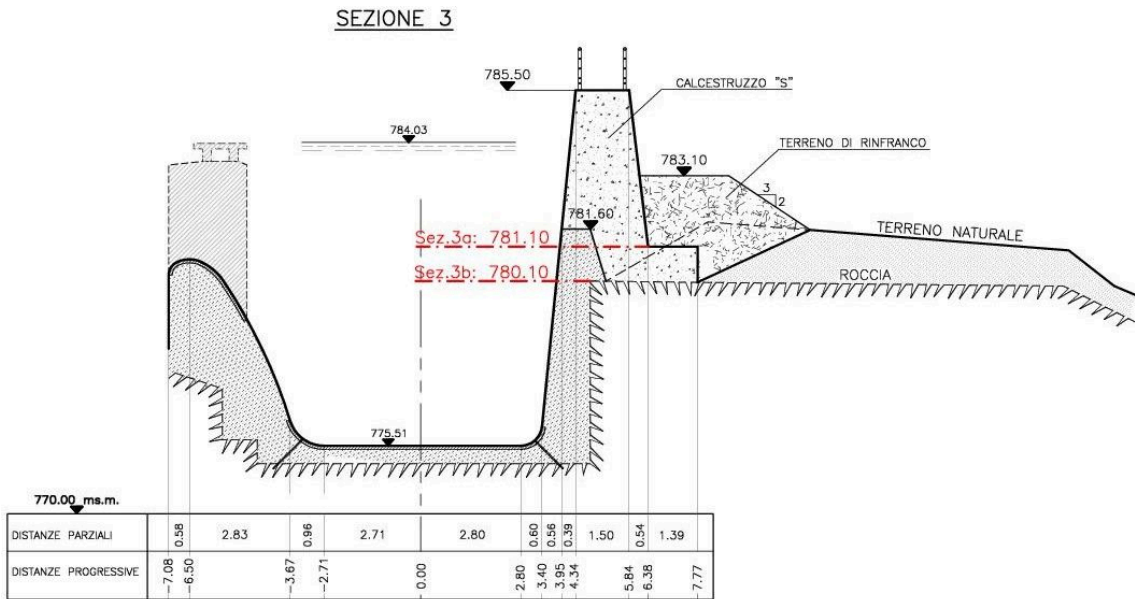


Figura 5

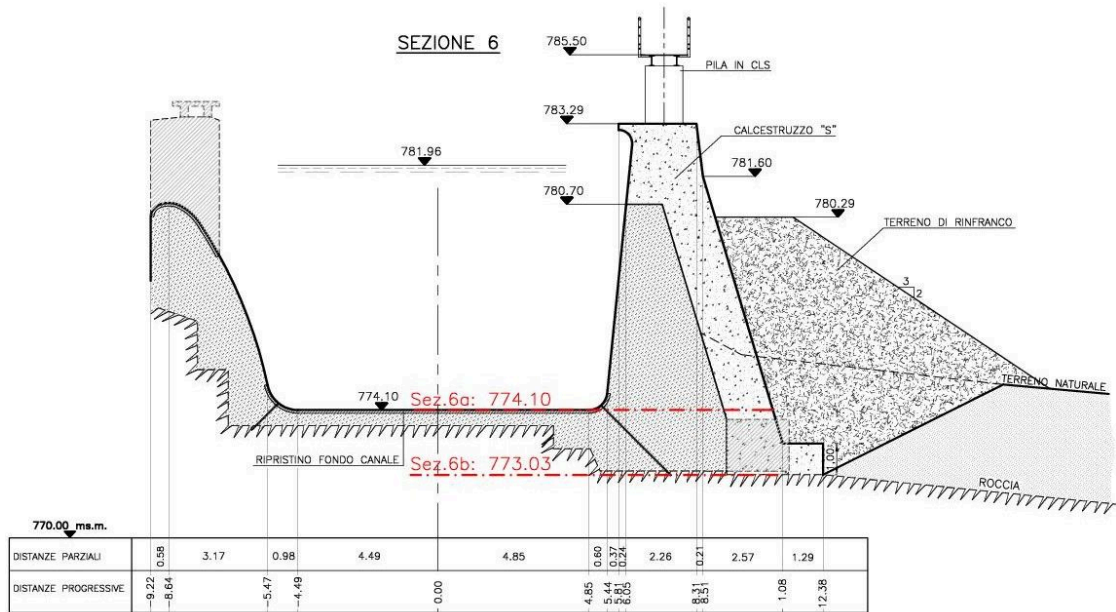


Figura 6

Di seguito vengono riportate le caratteristiche geometriche delle sezioni in esame:

Dati sezione n°3a		
quota sezione 3a	781,10	m s.m.
quota testa muro vecchio	781,60	m s.m.
quota testa muro nuovo	785,50	m s.m.
quota acqua	784,03	m s.m.
h muro vecchio	0,50	m
h muro nuovo	4,40	m
area muro vecchio	0,45	m ²
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m ³
area muro nuovo	8,30	m ²
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m ³
larghezza base sezione	2,48	m
h acqua	2,93	m
φ' roccia/calcestruzzo	45	°
a muro monte	5,71	°
h rinterro	2,00	m
φ terreno	38,00	°
area terreno sopra ciabatta	0,00	m ²
peso volume terreno sopra ciabatta	18,00	kN/m ³
a muro valle	7,00	°

Dati sezione n°3b		
quota sezione 3b	780,10	m s.m.
quota testa muro vecchio	781,60	m s.m.
quota testa muro nuovo	785,50	m s.m.
quota acqua	784,03	m s.m.
h muro vecchio	1,50	m
h muro nuovo	5,40	m
area muro vecchio	1,65	m ²
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m ³
area muro nuovo	11,01	m ²
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m ³
larghezza base sezione	3,96	m
h acqua	3,93	m
φ' roccia/calcestruzzo	45	°
a muro monte	5,71	°
h rinterro	3,00	m
φ terreno	38,00	°
area terreno sopra ciabatta	3,02	m ²
peso volume terreno sopra ciabatta	18,00	kN/m ³
a muro valle	7,00	°

Dati sezione n°6a		
quota sezione 6a	774,10	m s.m.
quota testa muro vecchio	780,70	m s.m.
quota testa muro nuovo	783,29	m s.m.
quota acqua	781,96	m s.m.
h muro vecchio	6,60	m
h muro nuovo	9,19	m
area muro vecchio	16,43	m ²
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m ³
area muro nuovo	16,52	m ²
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m ³
larghezza base sezione	5,38	m
h acqua	7,86	m
φ' roccia/calcestruzzo	45	°
a muro monte	5,71	°
h rinterro	6,19	m
φ terreno	38,00	°
area terreno sopra ciabatta	0,00	m ²
peso volume terreno sopra ciabatta	18,00	kN/m ³
a muro valle	7,00	°

Dati sezione n°6b		
quota sezione 6b	772,03	m s.m.
quota testa muro vecchio	780,70	m s.m.
quota testa muro nuovo	783,29	m s.m.
quota acqua	781,96	m s.m.
h muro vecchio	8,67	m
h muro nuovo	11,26	m
area muro vecchio	24,63	m ²
peso volume muro vecchio	21,00	kN/m ³
area muro nuovo	21,40	m ²
peso volume muro nuovo	24,00	kN/m ³
larghezza base sezione	7,19	m
h acqua	9,93	m
φ' roccia/calcestruzzo	45	°
a muro monte	5,71	°
h rinterro	8,26	m
φ terreno	38,00	°
area terreno sopra ciabatta	16,97	m ²
peso volume terreno sopra ciabatta	18,00	kN/m ³
a muro valle	7,00	°

5.5. CARICHI AGENTI

I valori caratteristici dei carichi agenti sulle sezioni sono riportate nelle seguenti tabelle:

Carichi sezione n°3a (valori caratteristici)		
peso muro vecchio (P_v)	9,45	kN
peso muro nuovo (P_n)	199,20	kN
spinta idrostatica (S_{a1})	42,92	kN
spinta idrodinamica (S_{a2})	29,30	kN
Sisma muro vecchio (E_{pv})	0,18	kN
Sisma muro nuovo (E_{pn})	3,70	kN
Spinta terreno (S_t)	10,96	kN
Spinta sisma terreno (E_{st})	0,20	kN
Spinta terreno sopra ciabatta (P_t)	-	kN
Spinta sisma terreno sopra ciabatta (E_{pt})	-	kN

Carichi sezione n°3b (valori caratteristici)		
peso muro vecchio (P_v)	34,65	kN
peso muro nuovo (P_n)	264,24	kN
spinta idrostatica (S_{a1})	77,22	kN
spinta idrodinamica (S_{a2})	39,30	kN
Sisma muro vecchio (E_{pv})	0,64	kN
Sisma muro nuovo (E_{pn})	4,90	kN
Spinta terreno (S_t)	24,66	kN
Spinta sisma terreno (E_{st})	0,46	kN
Spinta terreno sopra ciabatta (P_t)	54,36	kN
Spinta sisma terreno sopra ciabatta (E_{pt})	1,01	kN

Carichi sezione n°6a (valori caratteristici)		
peso muro vecchio (P_v)	345,03	kN
peso muro nuovo (P_n)	396,48	kN
spinta idrostatica (S_{a1})	308,90	kN
spinta idrodinamica (S_{a2})	78,60	kN
Sisma muro vecchio (E_{pv})	6,40	kN
Sisma muro nuovo (E_{pn})	7,36	kN
Spinta terreno (S_t)	104,97	kN
Spinta sisma terreno (E_{st})	1,95	kN
Spinta terreno sopra ciabatta (P_t)	-	kN
Spinta sisma terreno sopra ciabatta (E_{pt})	-	kN

Carichi sezione n°6b (valori caratteristici)		
peso muro vecchio (P_v)	517,23	kN
peso muro nuovo (P_n)	513,60	kN
spinta idrostatica (S_{a1})	493,02	kN
spinta idrodinamica (S_{a2})	99,30	kN
Sisma muro vecchio (E_{pv_v})	9,60	kN
Sisma muro nuovo (E_{pn_v})	9,53	kN
Spinta terreno (S_t)	186,92	kN
Spinta sisma terreno (E_{st_h})	3,47	kN
Spinta terreno sopra ciabatta (P_t)	305,46	kN
Spinta sisma terreno sopra ciabatta (E_{pt})	5,67	kN

5.6. VERIFICHE

In riferimento a quanto definito nel §5.3 in seguito vengono riportate le verifiche a scorrimento ed a ribaltamento, e le sollecitazioni in fondazione per le sezioni 3 e 6, prese in esame.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione (§2.3 e §6.2.3.1 delle NTC 2008):

$$R_d \geq E_d$$

dove:

$R_d = R^* \gamma_R$ = resistenza di progetto del sistema geotecnico dipendente dal coefficiente parziale γ_R che opera direttamente sulla resistenza di sistema;

$E_d = E^* \gamma_E$ = valore di progetto dell'effetto delle azioni.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di coefficienti parziali (γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{ϕ} , γ_{R_i}), come già descritto al §5.3.1.

Per le seguenti verifiche, in particolare, si farà riferimento al § 6.5.3.1.1 delle NTC 2008.

5.6.1 VERIFICA A SCORRIMENTO

Per le verifiche a scorrimento si sono scomposte le forze nelle componenti parallele e

perpendicolari alle sezioni e si sono considerati i seguenti coefficienti parziali:

$$\begin{array}{llll} \text{SLU Statico:} & \gamma_{G1} = 1,00 & \gamma_{G2} = 1,30 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1,00 \\ \text{SLU Sisma:} & \gamma_{G1} = 1,00 & \gamma_{G2} = 1,00 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1,00 \end{array}$$

Si è pertanto ottenuto:

		Sezione n°3a [Kn]		R > $\gamma_R * E_d$
SLU statico	R_d	174,39	OK	
	$\gamma_R * E_d$	93,43		
SLU Sisma +	R_d	170,02	OK	
	$\gamma_R * E_d$	18,82		
SLU Sisma -	R_d	163,82	OK	
	$\gamma_R * E_d$	18,42		

		Sezione n°3b [Kn]		R > $\gamma_R * E_d$
SLU statico	R_d	251,17	OK	
	$\gamma_R * E_d$	150,73		
SLU Sisma +	R_d	287,85	OK	
	$\gamma_R * E_d$	36,02		
SLU Sisma -	R_d	277,35	OK	
	$\gamma_R * E_d$	35,11		

		Sezione n°6a [Kn]		R > $\gamma_R * E_d$
SLU statico	R_d	633,30	OK	
	$\gamma_R * E_d$	501,25		
SLU Sisma +	R_d	604,22	OK	
	$\gamma_R * E_d$	133,65		
SLU Sisma -	R_d	582,20	OK	
	$\gamma_R * E_d$	129,78		

		Sezione n°6b [Kn]		R > $\gamma_R * E_d$
SLU statico	R_d	885,95	OK	
	$\gamma_R * E_d$	766,20		
SLU Sisma +	R_d	1088,87	OK	
	$\gamma_R * E_d$	227,23		
SLU Sisma -	R_d	1049,19	OK	
	$\gamma_R * E_d$	220,35		

In tutti i casi analizzati i valori di progetto delle azioni risultano molto minori dei valori di progetto delle resistenze. Le verifiche a scorrimento sono pertanto tutte ampiamente soddisfatte.

5.6.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Si sono calcolati i momenti delle forze rispetto al punto di rotazione posto per la condizione statica a monte del muro verso il reinterro, mentre per la condizione sismica a valle verso il bacino. I coefficienti parziali sono:

$$\begin{array}{llll} \text{SLU Statico:} & \gamma_{G1} = 0,90 & \gamma_{G2} = 1,50 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1,00 \\ \text{SLU Sisma:} & \gamma_{G1} = 0,90 & \gamma_{G2} = 1,00 & \gamma_{\phi'} = 1,25 & \gamma_R = 1,00 \end{array}$$

Si sono pertanto ottenuti i seguenti valori:

		Dati sezione n°3a [Kn]		R > $\gamma_R * E_d$
SLU statico	R_d	208,96	OK	
	$\gamma_R * E_d$	126,64		
SLU Sisma +	R_d	185,86	OK	
	$\gamma_R * E_d$	21,61		
SLU Sisma -	R_d	179,09	OK	
	$\gamma_R * E_d$	21,34		

		Dati sezione n°3b [Kn]		R > $\gamma_R * E_d$
SLU statico	R_d	573,62	OK	
	$\gamma_R * E_d$	266,26		
SLU Sisma +	R_d	479,88	OK	
	$\gamma_R * E_d$	47,52		
SLU Sisma -	R_d	462,39	OK	
	$\gamma_R * E_d$	46,61		

	Dati sezione n°6a [Kn]		R> γ_R *E _d
	R _d		
SLU statico	R _d	1854,73	OK
	γ_R *E _d	1668,99	
SLU Sisma +	R _d	1276,39	OK
	γ_R *E _d	315,95	
SLU Sisma -	R _d	1229,87	OK
	γ_R *E _d	307,99	

	Dati sezione n°6b [Kn]		R> γ_R *E _d
	R _d		
SLU statico	R _d	3743,65	OK
	γ_R *E _d	3171,59	
SLU Sisma +	R _d	3590,47	OK
	γ_R *E _d	678,24	
SLU Sisma -	R _d	3459,62	OK
	γ_R *E _d	659,29	

In tutti i casi analizzati, i valori di progetto delle azioni risultano molto minori dei valori di progetto delle resistenze. Pertanto le verifiche a ribaltamento sono tutte ampiamente soddisfatte.

5.6.3 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

Si sono considerati il momento resistente, il momento sollecitante e la risultante delle forze verticali. Essendo u la distanza del centro di sollecitazione rispetto al lembo di valle per la fondazione di lunghezza B , è possibile determinare l'eccentricità:

- se $e < B/6$: il centro di pressione risulta interno al nocciolo d'inerzia e tutta la sezione risulta compressa.
- se $B/6 < e < B/2$: il centro di pressione risulta esterno al nocciolo d'inerzia, quindi l'asse neutro taglia la sezione parzializzandola. La distanza a cui è posto l'asse neutro rispetto al lembo di valle è definito come t .

Le combinazioni dei coefficienti parziali presi in esame sono:

$$\begin{array}{llll} \text{SLU STATICO:} & \gamma_{G1} = 1 & \gamma_{G2} = 1,5 & \gamma_{\phi} = 1,25 & \gamma_R = 1 \\ \text{SLU SISMA:} & \gamma_{G1} = 1 & \gamma_{G2} = 2 & \gamma_{\phi} = 1,25 & \gamma_R = 1 \end{array}$$

Di seguito sono riportati i risultati per le due sezioni. Nei casi in cui gli sforzi risultino negativi, la sezione viene calcolata come non reagente a trazione e viene inoltre calcolata la lunghezza di sezione soggetta a compressione.

Sezione n°3a SLU Statico		
M resistente	287,39	kNm
M sollecitante	126,64	kNm
V forze verticali	219,43	kN
u	0,73	m
e	0,51	m
$B/6$	0,41	m
$B/2$	1,24	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia $B/6 < e < B/2$		
σ_{max}	0,197	MPa
σ_{min}	-0,02	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
σ_{max}	0,200	MPa
L_c	2,198	m

Sezione n°3b SLU Statico		
M resistente	789,34	kNm
M sollecitante	266,26	kNm
V forze verticali	316,28	kN
u	1,65	m
e	0,33	m
$B/6$	0,66	m
$B/2$	1,98	m
Dentro il nocciolo d'inerzia $e < B/6$		
σ_{max}	0,12	MPa
σ_{min}	0,04	MPa

Sezione n°3a SLU Sisma +		
M resistente	258,15	kNm
M sollecitante	23,18	kNm
V forze verticali	212,52	kN
u	1,11	m
e	0,13	m
B/6	0,41	m
B/2	1,24	m
Dentro il nocciolo d'inerzia	e<B/6	
σ_{max}	0,11	MPa
σ_{min}	0,06	MPa

Sezione n°3b SLU Sisma +		
M resistente	469,01	kNm
M sollecitante	50,03	kNm
V forze verticali	304,44	kN
u	1,38	m
e	0,60	m
B/6	0,66	m
B/2	1,98	m
Dentro il nocciolo d'inerzia	e<B/6	
σ_{max}	0,15	MPa
σ_{min}	0,01	MPa

Sezione n°3a SLU Sisma -		
M resistente	248,74	kNm
M sollecitante	22,91	kNm
V forze verticali	204,78	kN
u	1,10	m
e	0,14	m
B/6	0,41	m
B/2	1,24	m
Dentro il nocciolo d'inerzia	e<B/6	
σ_{max}	0,11	MPa
σ_{min}	0,06	MPa

Sezione n°3b SLU Sisma -		
M resistente	623,18	kNm
M sollecitante	49,12	kNm
V forze verticali	346,69	kN
u	1,66	m
e	0,32	m
B/6	0,66	m
B/2	1,98	m
Dentro il nocciolo d'inerzia	e<B/6	
σ_{max}	0,13	MPa
σ_{min}	0,04	MPa

Sezione n°6a SLU Statico		
M resistente	2543,31	kNm
M sollecitante	1668,99	kNm
V forze verticali	799,34	kN
u	1,09	m
e	1,60	m
B/6	0,90	m
B/2	2,69	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia	B/6<E<B/2	
σ_{max}	0,41	MPa
σ_{min}	-0,12	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
σ_{max}	0,49	MPa
Lc	3,28	m

Sezione n°6b SLU Statico		
M resistente	5132,41	kNm
M sollecitante	3171,59	kNm
V forze verticali	1119,23	kN
u	1,75	m
e	1,84	m
B/6	1,20	m
B/2	3,60	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia	B/6<E<B/2	
σ_{max}	0,40	MPa
σ_{min}	-0,08	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
σ_{max}	0,43	MPa
Lc	5,26	m

Sezione n°6a SLU Sisma +		
M resistente	1772,76	kNm
M sollecitante	326,76	kNm
V forze verticali	755,27	kN
u	1,91	m
e	0,78	m
B/6	0,90	m
B/2	2,69	m
Dentro il nocciolo d'inerzia	e < B/6	
σ_{max}	0,26	MPa
σ_{min}	0,02	MPa

Sezione n°6b SLU Sisma +		
M resistente	2947,14	kNm
M sollecitante	695,79	kNm
V forze verticali	1049,96	kN
u	2,14	m
e	1,45	m
B/6	1,20	m
B/2	3,60	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia	B/6 < E < B/2	
σ_{max}	0,32	MPa
σ_{min}	-0,03	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
σ_{max}	0,33	MPa
Lc	6,43	m

Sezione n°6a SLU Sisma -		
M resistente	1708,16	kNm
M sollecitante	318,80	kNm
V forze verticali	727,75	kN
u	1,91	m
e	0,78	m
B/6	0,90	m
B/2	2,69	m
Dentro il nocciolo d'inerzia	e < B/6	
σ_{max}	0,25	MPa
σ_{min}	0,02	MPa

Sezione n°6b SLU Sisma -		
M resistente	2839,74	kNm
M sollecitante	676,84	kNm
V forze verticali	1011,70	kN
u	2,14	m
e	1,46	m
B/6	1,20	m
B/2	3,60	m
Fuori dal nocciolo d'inerzia	B/6 < E < B/2	
σ_{max}	0,31	MPa
σ_{min}	-0,03	MPa
<u>Sezione non reagente a trazione</u>		
σ_{max}	0,32	MPa
Lc	6,41	m

I valori di sollecitazione ottenuti sono tutti bassi e dunque ampiamente accettabili.

6. MURI DELLO SCARICO DI SUPERFICIE IN FREGIO ALLA STRUTTURA AD ARCO-GRAVITÀ

6.1. PREMESSE

Il progetto prevede la realizzazione di un scarico di superficie in fregio alla nuova struttura ad arco-gravità.

I muri laterali hanno entrambi lo stesso spessore di 50 cm e la stessa armatura; sulla base delle risultanze del modello idraulico il muro più sollecitato è quello di destra e sarà pertanto l'unico oggetto delle verifiche strutturali.

In Figura 7 è riportato il profilo longitudinale del muro di destra con sopra indicato il profilo della corrente ricavato durante le prove su modello idraulico in concomitanza dell'evacuazione della portata di piena millenaria.

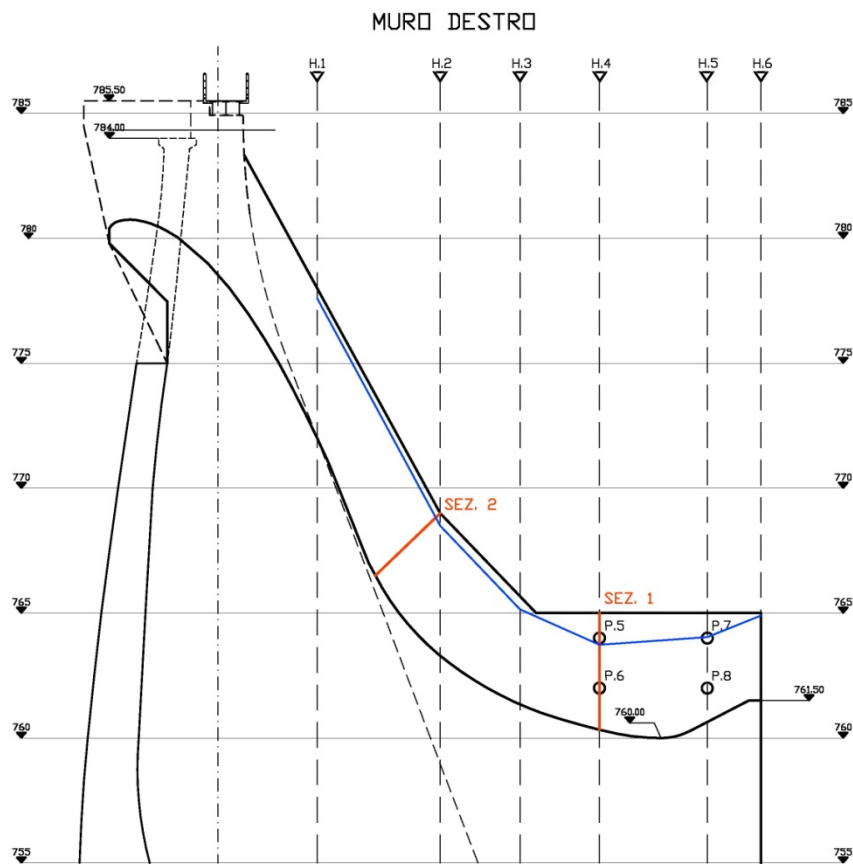


Figura 7

Nel seguito si riportano le verifiche strutturali delle due sezioni più gravose indicate nel profilo di Figura 7: le sezioni 1 e 2.

Nella Figura 8 e nella Figura 9 si possono vedere rispettivamente le sezioni tipo del muro in destra per le sezioni 1 e 2.

SEZIONE 1

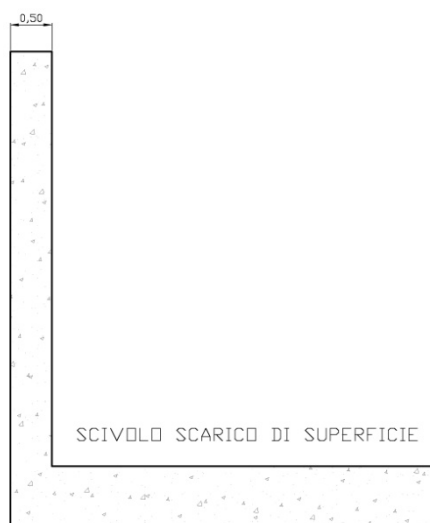


Figura 8

SEZIONE 2

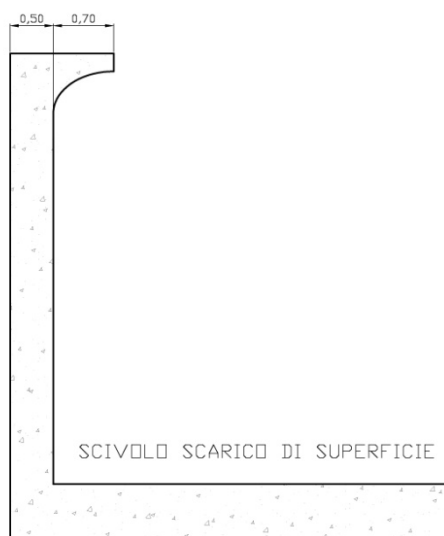


Figura 9

Queste strutture sono state verificate agli Stati Limite Ultimi.

La verifica agli Stati Limite di Esercizio non è stata eseguita per le stesse ragioni esposte al §5.1 per lo scarico di superficie esistente. Infatti la quota della soglia di questi due scarichi di superficie è la stessa, 780,75 m s.m.; essi infatti entrano in funzione contemporaneamente ma solo per lo smaltimento di piene superiori a 150 m³/s (capacità dello scarico intermedio alla quota di massima regolazione).

6.2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

La nuova struttura ad arco-gravità verrà eseguita con un calcestruzzo massivo a basso contenuto di cemento (miscela M) per ridurre il calore di idratazione. I muri dello scarico di superficie in corpo diga verranno invece realizzati con un calcestruzzo strutturale armato (miscela S).

Le caratteristiche dei materiali assunti a base delle verifiche sono riportate al §3.1.

Per queste strutture in calcestruzzo armato è prevista un'armatura costituita da una maglia di 5 Ø24 al metro.

6.3. ANALISI DEI CARICHI

6.3.1 PESO PROPRIO

Ai nuovi calcestruzzi armati del muro è stato attribuito un peso di volume di 25 kN/m³.

6.3.2 SPINTA DELL'ACQUA

Per quanto riguarda la spinta dell'acqua, durante le prove su modello idraulico (v. All. X.04) sono state misurate sul muro di destra, tramite celle di pressione, le massime sollecitazioni dovute agli effetti idrostatici ed idrodinamici nelle zone ritenute più gravose; queste celle di pressione sono le P.5, P.6, P.7 e P.8 indicate in Figura 7, le P.5 e P.7 a 764,00 m s.m. e le P.6 e P.8 a 762,00 m s.m.

Per le verifiche della sezione 1 si è considerato, in condizioni di evacuazione della portata millenaria, il valore di pressione medio registrato nella cella P.6: 5,53 m di colonna d'acqua = 55,30 kN/m², mentre la cella P.5 non era lambita dall'acqua. Nelle verifiche si è considerata la sezione 1 e non quella in corrispondenza delle celle P.7 e P.8, a favore di sicurezza, perché i valori registrati nella cella P.8 sono decisamente inferiori a quelli di P.6.

Il valore elevato di P.6 rispetto a P.8, ubicata a circa 4,5 m di distanza e con un'altezza d'acqua praticamente uguale, unitamente all'analisi visiva delle prove su modello, fanno ritenere che il valore di pressione in P.6 sia molto localizzato, sembrerebbe infatti che alla base del muro si formi una corrente longitudinale, sotto la posizione di P.6, che riduce le pressioni trasversali; questo fatto spiegherebbe il valore inferiore di pressione in P.8 che infatti è più vicina alla base dello scivolo.

In definitiva si è considerato nello schema di calcolo, per la sezione 1, un andamento lineare delle pressioni fino alla quota di P.6 (762,00 m s.m.), da questa quota le pressioni sono state incrementate secondo una legge idrostatica.

Per quanto riguarda invece la sezione 2 le pressioni dell'acqua sono state calcolate per punti sulla base del livello idrico di Figura 7.

6.3.3 AZIONI SISMICHE

I valori dei coefficienti sismici sono quelli derivanti dai parametri del sito del §4. .

6.4. COMBINAZIONI DI CARICO

In Tabella 6 è riportato uno schema delle combinazioni di carico per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, con indicati i coefficienti moltiplicativi γ , rispettivamente delle azioni permanenti, delle azioni variabili e delle azioni sismiche. Date le caratteristiche dell'opera e dei carichi, i coefficienti di combinazione ψ sono sempre pari a 1.

	Peso proprio	Acqua max invaso	Azioni sismiche
			Struttura
SLU 1	$\gamma = 1$	$\gamma = 1,5$	$\gamma = 0$
SLU 2	$\gamma = 1,3$	$\gamma = 1,5$	$\gamma = 0$
SLU 3	$\gamma = 1$	$\gamma = 0$	$\gamma = 1$

Tabella 6

Si riportano in Figura 10 e Figura 11 le schematizzazioni considerate per i calcoli delle sezioni 1 e 2, con indicate le quote delle sezioni di base lungo cui sono state eseguite le verifiche ed i carichi agenti.

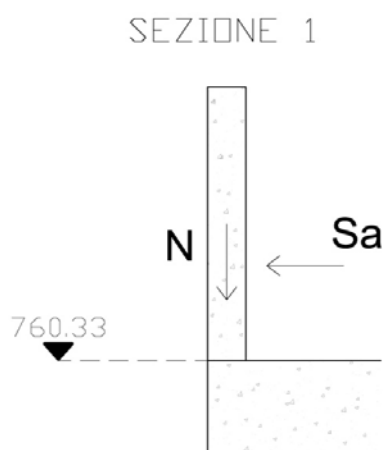


Figura 10

SEZIONE 2

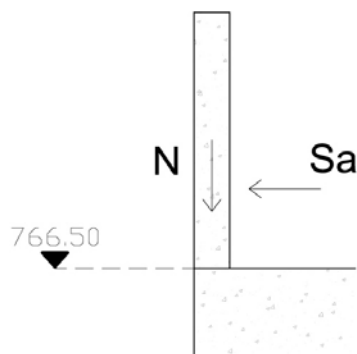


Figura 11

Si riportano nel seguito i calcoli eseguiti per la sola combinazione di carico SLU 1, che è quella in assoluto più gravosa rispetto alle altre due; infatti il carico dovuto all'acqua è nettamente superiore rispetto a quello sismico.

6.5. RISULTATI DEI CALCOLI

Si riportano nel seguito i calcoli dello Stato Limite Ultimo SLU 1 per le due sezioni.

Sezione 1 – SLU 1

I carichi agenti sono indicati in Figura 10, i loro valori sono riportati in Tabella 7 e sono riferiti a 1 m di sviluppo della sezione.

quota base muro	760.33	m s.m.
quota testa muro	765.00	m s.m.
quota acqua	763.73	m s.m.
h muro	4.67	m
larghezza base muro	0.50	m
area muro	2.33	m ²
peso volume muro	25.00	kN/m ³
peso muro	58.37	kN
componente normale peso muro (N)	58.37	kN
quota P6	762.00	m s.m.
pressione P.6	5.53	m
pressione P.6	55.30	kN/m ²
h acqua	3.40	m
pressione alla base del muro	72.00	kN/m ²
spinta acqua (Sa)	154.13	kN
h punto applicazione spinta acqua	1.25	m

Tabella 7

Pertanto sulla sezione alla base del muro si hanno le seguenti azioni:

$$M = 192,66 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 58,37 \text{ kN (compressione)}$$

Nel seguito si riportano le caratteristiche della sezione, il momento e l'azione assiale limite della stessa ed il suo dominio M-N (Figura 12), all'interno del quale è indicato il punto corrispondente alle azioni di calcolo.

Sezione 1:

Sezione rettangolare: $B = 100 \text{ cm}; H = 50 \text{ cm}$

Armatura nella zona compressa: $5 \text{ } \varnothing 24$

Armatura nella zona tesa: $5 \text{ } \varnothing 24$

Momento limite: $393,30 \text{ kN} \cdot \text{m}$

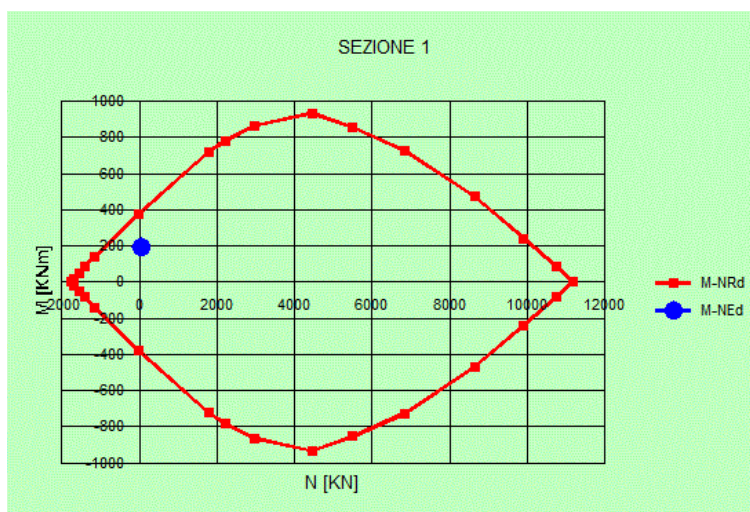


Figura 12

Sezione 2 - SLU 1

I carichi agenti sono indicati in Figura 11, i loro valori sono riportati in Tabella 8 e sono riferiti a 1 m di sviluppo della sezione.

quota base muro	766,50	m s.m.
quota testa muro	773,38	m s.m.
quota acqua	768,83	m s.m.
h muro	3,60	m
larghezza base muro	0,50	m
area muro	1,80	
peso volume muro	25,00	kN/m ³

peso muro	45,00	kN
angolo inclinazione muro	46,10	°
componente normale peso muro (N)	31,20	kN
pressione alla base del muro	6,79	m
pressione alla base del muro	67,90	kN/m ²
spinta acqua (Sa)	113,87	kN
h punto applicazione spinta acqua	1,12	m

Tabella 8

Pertanto sulla sezione alla base del muro si hanno le seguenti azioni:

$$M = 127,53 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = 31,20 \text{ kN (compressione)}$$

Nel seguito si riportano le caratteristiche della sezione, il momento e l'azione assiale limite della stessa ed il suo dominio M-N (Figura 13), all'interno del quale è indicato il punto corrispondente alle azioni di calcolo.

Sezione 2:

Sezione rettangolare: B = 100 cm; H = 50 cm

Armatura nella zona compressa: 5 Ø24

Armatura nella zona tesa: 5 Ø24

Momento limite: 387,81 kN · m

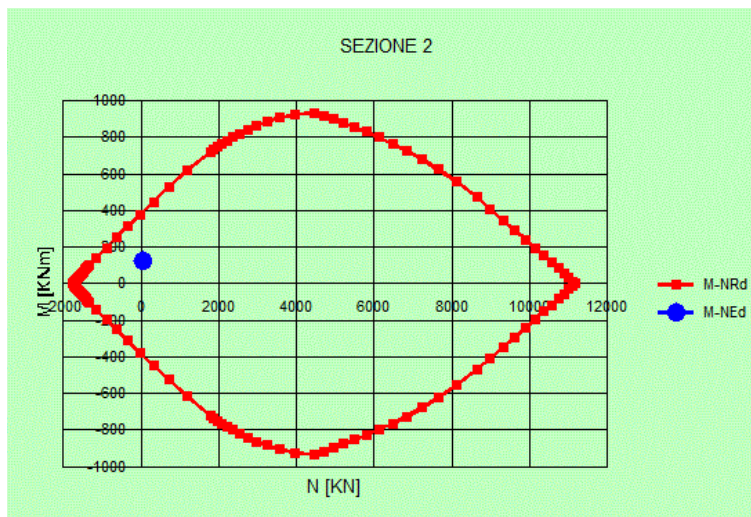


Figura 13

7. PONTI DI SERVIZIO PEDONALI

7.1. PREMESSE

Il progetto prevede la realizzazione di nuovi ponti di servizio pedonali: sopra il sovrizzo del muro di valle dello scarico di superficie esistente, per consentire di raggiungere il coronamento della nuova struttura ad arco-gravità, e sul coronamento, per collegare le due spalle passando sopra il nuovo scarico di superficie.

La larghezza delle passerelle è di 1,50 m e la loro tipologia è di due tipi: sopra la testa dello scarico di superficie esistente dove le luci nette sono di 8,95 m sono previsti impalcati costituiti da due travi IPE 330, mentre per la campata che dall'ultima pila dello scarico di superficie esistente porta a coronamento e per quella sopra il nuovo scarico di superficie sono previsti impalcati con tre travi IPE 550.

Nel seguito sono riportate le verifiche di una campata del primo tipo (nel seguito indicata come Passerella 1), con due travi IPE 330, e della campata più lunga di quelle con tre travi IPE 550, quella che dallo scarico di superficie esistente porta al coronamento, con una luce netta di 18,70 m (indicata come Passerella 2).

Nella Figura 14 e nella Figura 15 sono riportate le due tipologie di impalcato, rispettivamente della Passerella 1 e della Passerella 2.

Passerella 1:

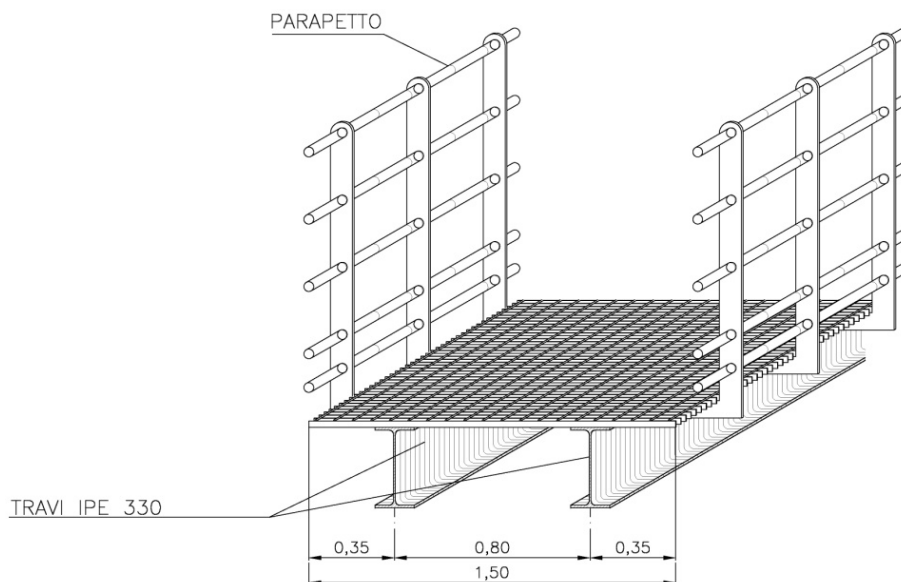


Figura 14

Passerella 2:

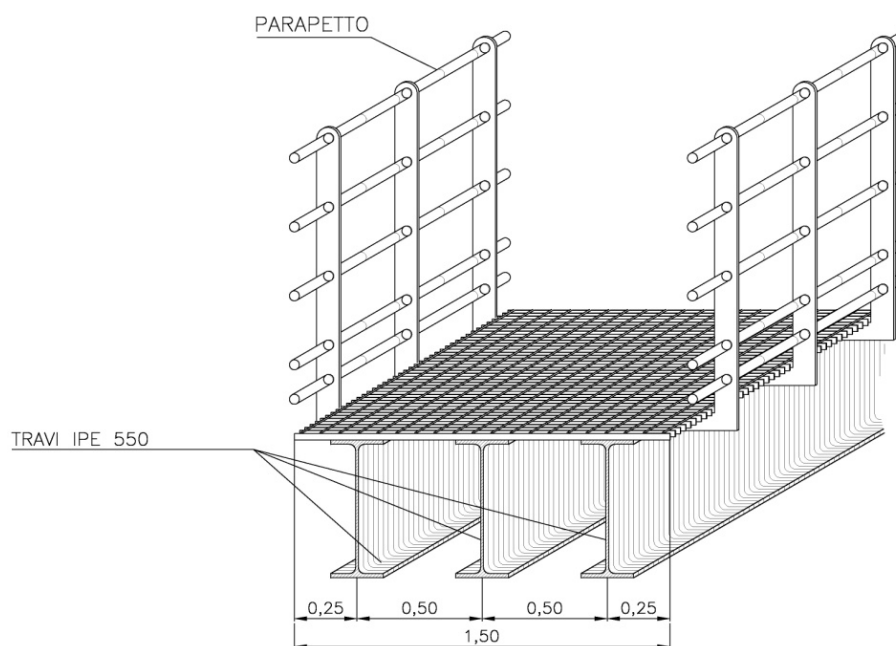


Figura 15

Queste strutture sono state verificate agli Stati Limite di Esercizio e Ultimi.

7.2. ANALISI DEI CARICHI

7.2.1 PESO PROPRIO

I pesi propri considerati nei calcoli sono i seguenti:

- Travi IPE 330 in acciaio zincato: 0,48 kN/m
- Travi IPE 550 in acciaio zincato: 1,04 kN/m
- Grigliato di copertura in acciaio zincato: 0,22 kN/m²
- Parapetto in acciaio zincato: 0,30 kN/m

7.2.2 AZIONI DELLA NEVE

Per determinare il carico provocato dalla neve sull'impalcato si è utilizzata la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s = carico della neve

μ_i = coefficiente di forma della copertura = 0,8

C_E = coefficiente di esposizione = 1

C_t = coefficiente termico = 1

q_{sk} = valore caratteristico del carico neve al suolo, che per la zona in esame è:

$$q_{sk} = 1,39 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right] = 3,01 \text{ kN/m}^2$$

dove: a_s = quota sul livello del mare = 785,50 m s.m.

quindi si ha $q_s = 2,41 \text{ kN/m}^2$.

7.2.3 AZIONI DI ESERCIZIO

Come carico massimo di esercizio sulle passerelle pedonali si sono considerati 4 kN/m².

7.2.4 AZIONI SISMICHE

I valori dei coefficienti sismici sono quelli derivanti dai parametri del sito di§4. .

7.3. COMBINAZIONI DI CARICO

7.3.1 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

In Tabella 9 è riportato uno schema delle combinazioni di carico per le verifiche agli Stati Limite di Esercizio, con indicati i coefficienti moltiplicativi Ψ , rispettivamente delle azioni permanenti e delle azioni variabili.

	Peso proprio	Neve	Carico di esercizio
SLE 1	$\Psi = 1$	$\Psi = 1$	$\Psi = 0,7$
SLE 2	$\Psi = 1$	$\Psi = 0,5$	$\Psi = 1$

Tabella 9

7.3.2 STATI LIMITE ULTIMI

In Tabella 10 è riportato uno schema delle combinazioni di carico per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, con indicati i coefficienti moltiplicativi γ e Ψ , rispettivamente delle azioni permanenti, delle azioni variabili e delle azioni sismiche.

	Peso proprio	Neve	Carico di esercizio	Azioni sismiche
				Struttura
SLU 1	$\gamma = 1,3$	$\gamma = 1,5; \Psi = 1$	$\gamma = 1,5; \Psi = 0,7$	0
SLU 2	$\gamma = 1,3$	$\gamma = 1,5; \Psi = 0,5$	$\gamma = 1,5; \Psi = 1$	0
SLU 3	$\gamma = 1$	$\gamma = 1; \Psi = 0$	$\gamma = 1; \Psi = 0,6$	1

Tabella 10

7.4. RISULTATI DEI CALCOLI

Si riportano nel seguito i calcoli di tutti gli Stati Limite per i due tipi di passerelle.

7.4.1 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Passerella 1 – SLE 1

I carichi agenti sono riportati in Tabella 11.

Quota estradosso travi	785,50	m s.m.
Lunghezza travi	9,75	m
Tipo travi	IPE 330	
N° travi	2,00	
Peso travi	0,48	kN/m
Larghezza passerella	1,50	m
Peso grigliato	0,22	kN/m
Peso parapetto	0,30	kN/m
Peso impalcato (ρ_i)	1,26	kN/m ²
Carico neve (q_s)	2,41	kN/m ²
μ_i	0,80	
as	785,50	m s.m.

qsk	3,01	kN/m ²
Ce	1,00	
Ct	1,00	
Carico esercizio (qce)	4,00	kN/m ²

Tabella 11

Considerando una luce di calcolo $l = 9,35$ m, si ottiene un momento flettente massimo in mezzzeria $M = 53$ kN · m, date le caratteristiche delle travi:

- Momento di inerzia $I_y = 11.770$ cm⁴
- Modulo elastico = 21.000 kN/cm²

si hanno le seguenti frecce in mezzzeria:

- f_1 = freccia dovuta a tutti i carichi = 1,95 cm
- f_2 = freccia dovuta a tutti i carichi tranne il peso proprio = 1,57 cm

Siccome $f_1 < 1/250 \cdot l$ (3,74 cm) e $f_2 < 1/300 \cdot l$ (3,12 cm) le verifiche sono soddisfatte.

Passerella 1 – SLE 2

I carichi agenti sono gli stessi di Tabella 11.

Si ottiene un momento flettente massimo in mezzzeria $M = 52,97$ kN · m, e si hanno le seguenti frecce in mezzzeria:

- f_1 = freccia dovuta a tutti i carichi = 1,95 cm
- f_2 = freccia dovuta a tutti i carichi tranne il peso proprio = 1,57 cm

Siccome $f_1 < 1/250 \cdot l$ (3,74 cm) e $f_2 < 1/300 \cdot l$ (3,12 cm) le verifiche sono soddisfatte.

Passerella 2 – SLE 1

I carichi agenti sono riportati in Tabella 12.

Quota estradosso travi	785,50	m s.m.
Lunghezza travi	19,80	m
Tipo travi	IPE 550	
N° travi	3,00	
Peso travi	1,04	kN/m
Larghezza passerella	1,50	m
Peso grigliato	0,22	kN/m
Peso parapetto	0,30	kN/m
Peso impalcato (pi)	2,70	kN/m ²
Carico neve (qs)	2,41	kN/m ²
μ_i	0,80	
as	785,50	m s.m.

qsk	3,01	kN/m ²
Ce	1,00	
Ct	1,00	
Carico esercizio (qce)	4,00	kN/m ²

Tabella 12

Considerando una luce di calcolo $l = 19,40$ m, si ottiene un momento flettente massimo in mezzeria $M = 185,98$ kN · m, date le caratteristiche delle travi:

- Momento di inerzia $I_y = 67.120$ cm⁴
- Modulo elastico = 21.000 kN/cm²

Si hanno le seguenti frecce in mezzeria:

- f_1 = freccia dovuta a tutti i carichi = $5,17$ cm
- f_2 = freccia dovuta a tutti i carichi tranne il peso proprio = $3,41$ cm

Siccome $f_1 < 1/250 \cdot l$ ($7,76$ cm) e $f_2 < 1/300 \cdot l$ ($6,47$ cm) le verifiche sono soddisfatte.

Passerella 2 – SLE 2

I carichi agenti sono gli stessi di Tabella 12.

Si ottiene un momento flettente massimo in mezzeria $M = 185,91$ kN · m, e si hanno le seguenti frecce in mezzeria:

- f_1 = freccia dovuta a tutti i carichi = $5,17$ cm
- f_2 = freccia dovuta a tutti i carichi tranne il peso proprio = $3,40$ cm

Siccome $f_1 < 1/250 \cdot l$ ($7,76$ cm) e $f_2 < 1/300 \cdot l$ ($6,47$ cm) le verifiche sono soddisfatte.

7.4.2 STATI LIMITE ULTIMI

Passerella 1 – SLU 1

I carichi agenti sono gli stessi di Tabella 11.

Si ottiene un momento flettente massimo in mezzeria $M = 154,87$ kN · m.

Date le caratteristiche delle travi:

- Modulo plastico resistente $W_{pl} = 804,30$ cm³
- Tensione caratteristica di snervamento = $f_{yk} = 355$ N/mm²

si ha che il Momento plastico resistente della sezione è:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 271,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

dove il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità $\gamma_{M0} = 1,05$.

Si ottiene pertanto che $M / M_{pl,Rd} < 1$, quindi la verifica è soddisfatta.

Passerella 1 - SLU 2

I carichi agenti sono gli stessi di Tabella 11.

Si ottiene un momento flettente massimo in mezzeria $M = 154,79 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Si ha che il Momento plastico resistente è $M_{pl,Rd} = 271,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto $M / M_{pl,Rd} < 1$ e quindi la verifica è soddisfatta.

Passerella 1 - SLU 3

Si è considerata l'azione sismica verticale diretta con verso uguale all'accelerazione di gravità.

I carichi agenti sono riportati in Tabella 13.

quota estradosso travi	785,50	m s.m.
lunghezza travi	9,75	m
tipo travi	IPE 330	
n° travi	2,00	
peso travi	0,48	kN/m
larghezza passerella	1,50	m
peso grigliato	0,22	kN/m
peso parapetto	0,30	kN/m
peso impalcato (pi)	1,28	kN/m ²
carico neve (qs)	2,41	kN/m ²
μ_i	0,80	
as	785,50	m s.m.
qsk	3,01	kN/m ²
Ce	1,00	
Ct	1,00	
carico esercizio (qce)	4,00	kN/m ²

Tabella 13

Si ottiene un momento flettente massimo in mezzeria $M = 80,05 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Si ha che il Momento plastico resistente è $M_{pl,Rd} = 271,93 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto $M / M_{pl,Rd} < 1$ e quindi la verifica è soddisfatta.

Passerella 2 - SLU 1

I carichi agenti sono gli stessi di Tabella 12.

Si ottiene un momento flettente massimo in mezzeria $M = 798,82 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Date le caratteristiche delle travi:

- Modulo plastico resistente $W_{pl} = 2.787,00 \text{ cm}^3$
- Tensione caratteristica di snervamento = $f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$

si ha che il Momento plastico resistente della sezione è:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 942,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

dove il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità $\gamma_{M0} = 1,05$. Si ottiene pertanto che $M / M_{pl,Rd} < 1$, quindi la verifica è soddisfatta.

Passerella 2 – SLU 2

I carichi agenti sono gli stessi di Tabella 12.

Si ottiene un momento flettente massimo in mezzeria $M = 798,47 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Si ha che il Momento plastico resistente è $M_{pl,Rd} = 942,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto $M / M_{pl,Rd} < 1$ e quindi la verifica è soddisfatta.

Passerella 2 – SLU 3

Si è considerata l'azione sismica verticale diretta con verso uguale all'accelerazione di gravità.

I carichi agenti sono riportati in Tabella 14.

Quota estradosso travi	785,50	m s.m.
Lunghezza travi	19,80	m
Tipo travi	IPE 550	
N° travi	3,00	
Peso travi	1,04	kN/m
Larghezza passerella	1,50	m
Peso grigliato	0,22	kN/m
Peso parapetto	0,30	kN/m
Peso impalcato (ρ_i)	2,74	kN/m ²
Carico neve (q_s)	2,41	kN/m ²
μ_i	0,80	
as	785,50	m s.m.
qsk	3,01	kN/m ²
Ce	1,00	
Ct	1,00	
Carico esercizio (q_{ce})	4,00	kN/m ²

Tabella 14

Si ottiene un momento flettente massimo in mezzera $M = 448,11 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Si ha che il Momento plastico resistente è $M_{pl,Rd} = 942,27 \text{ kN} \cdot \text{m}$, pertanto $M / M_{pl,Rd} < 1$ e quindi la verifica è soddisfatta.

8. TAGLI CON FILO DIAMANTATO

Il progetto prevede la demolizione di parte della diga esistente; per isolare queste parti strutturali da demolire è prevista l'esecuzione di tagli con filo diamantato.

Al 1° dicembre i getti della nuova struttura ad arco gravità dovranno essere nella situazione indicata in Figura 16, essi verranno quindi momentaneamente sospesi e si darà luogo all'esecuzione dei tagli.

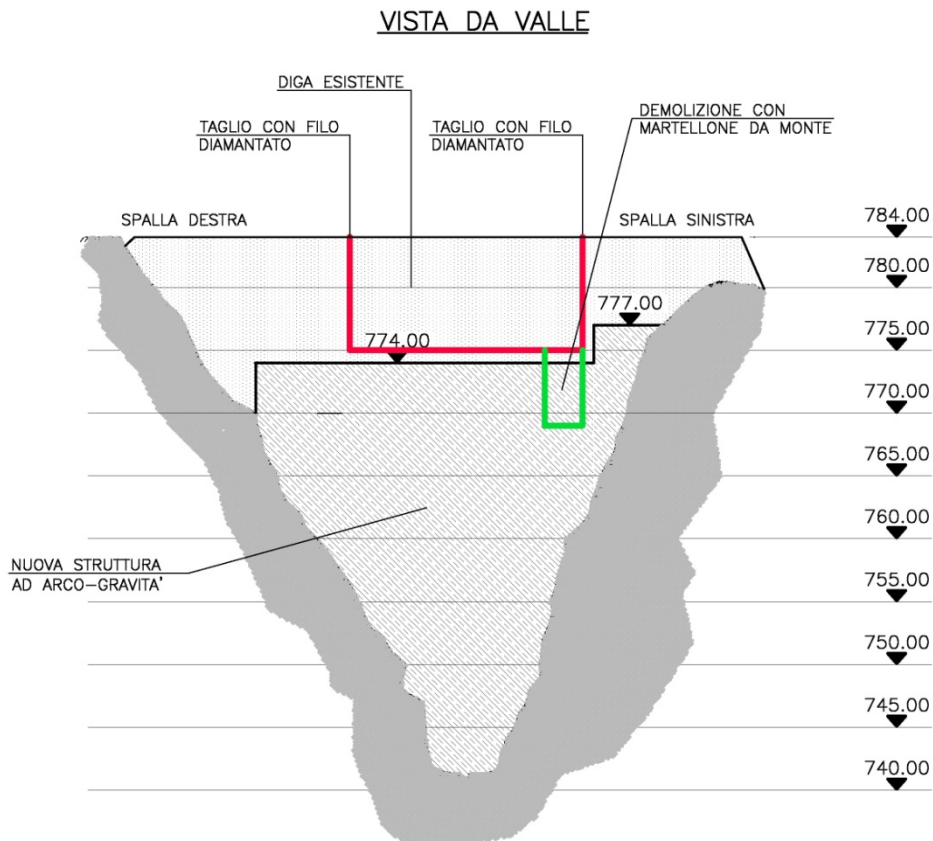


Figura 16

I tagli serviranno per la demolizione della parte centrale dell'arco, sopra quota ~775 m s.m., per consentire la realizzazione dei nuovi scarichi di superficie e di fondo (tagli indicati in rosso in Figura 17), e per la demolizione delle spalle esistenti (come si può meglio vedere in Figura 18).

E' previsto che la macchina per il taglio si muova su binari messi in opera lungo la superficie dei nuovi getti a ~774 m s.m., tranne che per il taglio in spalla destra per cui si prevede che la macchina sia a quota 784 m s.m. sopra lo scarico di mezzofondo.

In Figura 17 è riportato lo schema della macchina posizionata sul piano dei nuovi getti.

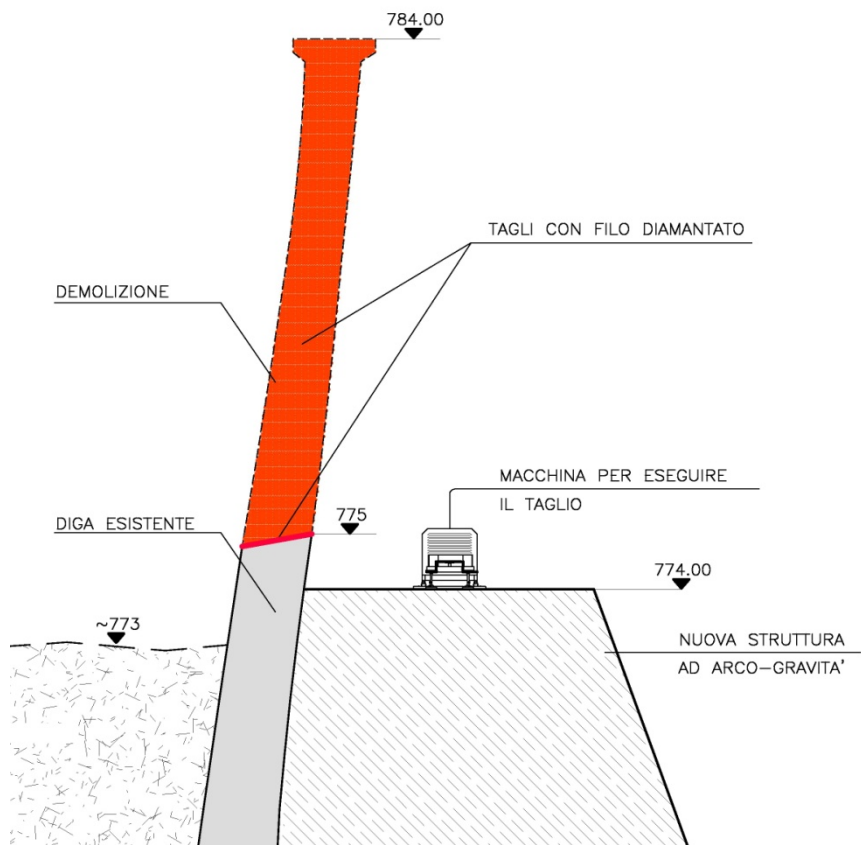


Figura 17

In Figura 18 è riportata in rosso la schematizzazione planimetrica dei tagli.

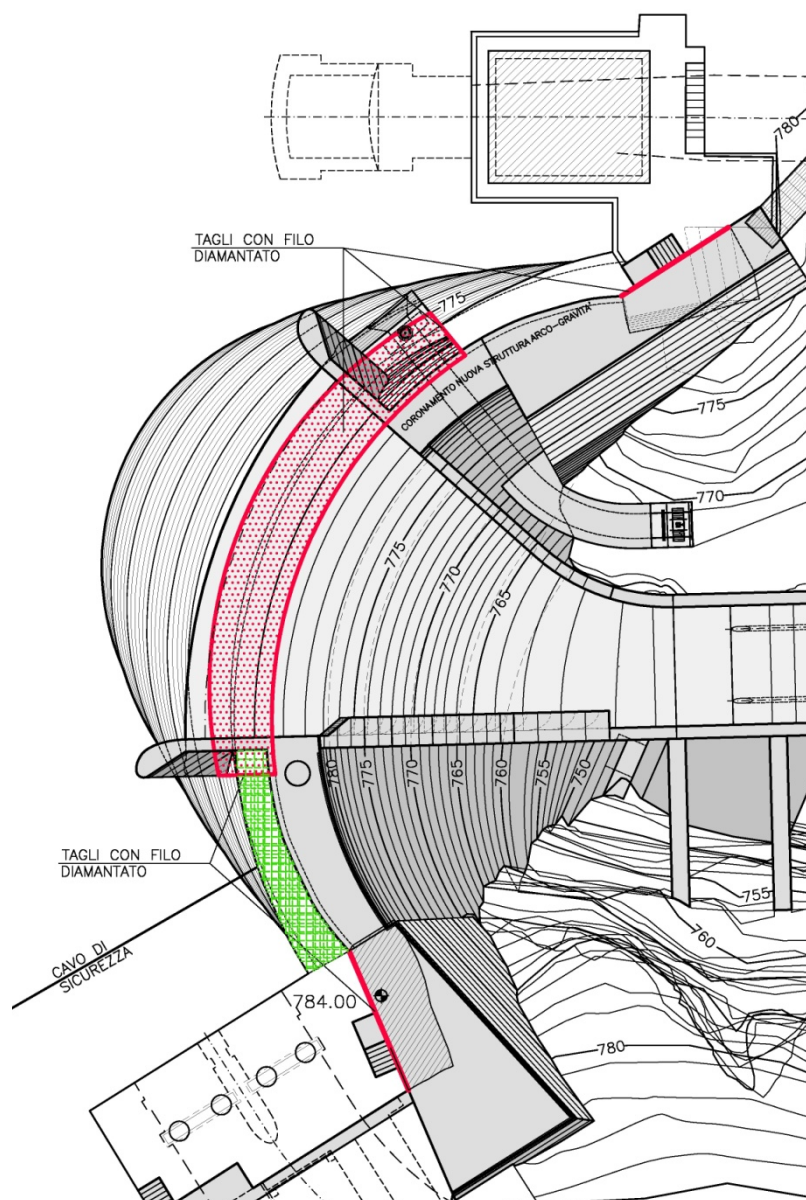


Figura 18

L'area indicata in verde è quella oggetto delle presenti verifiche; si è infatti voluta appurare la stabilità di questa porzione di arco, che nonostante sia ancora vincolato sia sulla faccia inferiore che quella a contatto con la spalla destra, non è più soggetto al contrasto offerto dall'arco della diga.

Si è verificata la porzione di arco in spalla destra perché le sue condizioni sono più gravose rispetto a quella in spalla sinistra.

Sono state eseguite tre sezioni verticali di questa porzione di struttura, le n. 1, 2 e 3 indicate in Figura 19.

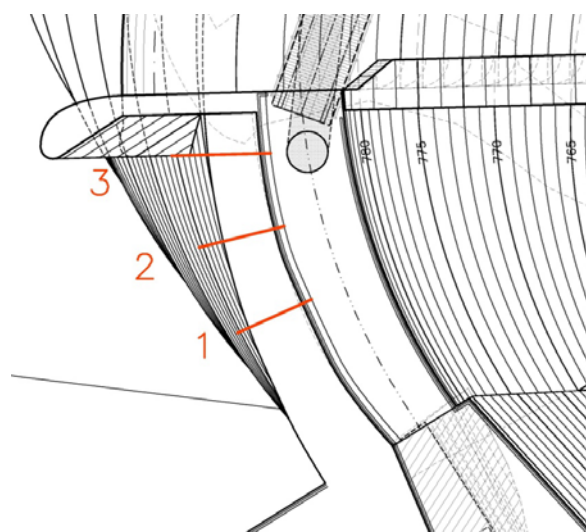


Figura 19

In Figura 20 sono riportate le sezioni con indicato il loro baricentro e la direzione della forza peso, come si può vedere essa cade sempre all'interno della base della sezione.

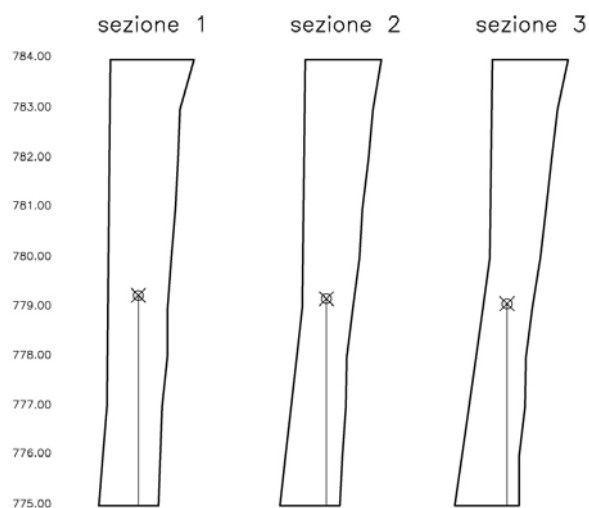


Figura 20

Va inoltre ricordato che il lasso temporale da quando saranno eseguiti i tagli a quando, a valle di questa porzione di arco, verrà messo in opera il calcestruzzo della nuova struttura ad arco-gravità è limitato a pochi mesi. Durante questo periodo, nonostante le verifiche positive sopra riportate, verrà applicato un cavo di sicurezza in acciaio (v. Figura 18) vincolato alla struttura in calcestruzzo armato dell'opera di presa, per garantire ulteriormente la sicurezza delle maestranze che stanno operando a valle per la realizzazione delle nuove opere.

Dott. Ing. Carlo Claudio MARCELLO