


# LAVORI DI SISTEMAZIONE IDRAULICA PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO NELL'AREA R.M.E. IN CORRISPONDENZA DELLA CONFLUENZA DEL TORRENTE CENISCHIA E DEL FIUME DORA RIPARIA NEL TRATTO CITTADINO DEL COMUNE DI SUSÀ (TO-E-1243)

## PROGETTO ESECUTIVO

00	09/2015	Prima emissione	CE	NP	MB
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGN.	CONTR.	APPROV.
<div>CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI</div>					
I PROGETTISTI:			HANNO COLLABORATO:		SCALA:
Dott. Ing. Marco Belicchi			Dott. Ing. Cecilia Benassi		DISEGNO:  <div>DRS 3.05</div>
Dott. Ing. Michele Ferrari			Dott. Ing. Elena Bocciarelli		
Dott. Ing. Nicola Pessarelli			Dott. Ing. Daniele Mori		
			<i>Topografia:</i> Staf S.r.l. Parma		
			<i>Geologia</i> Dott. Geol. Felice Sacchi		Settembre 2015
			<i>Geotecnica:</i> Dott. Ing. Achille Jasoni		
<div><div><b>STUDIO MAJONE</b> INGEGNERI ASSOCIATI Via Inama, 7 - 20133 Milano - tel. +39.02.70120918 fax +39.02.70120923 Via Cavallotti, 16 - 43121 Parma - tel. +39.0521.508419 fax +39.0521.221022</div></div>					

## INDICE

<b>1. PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
3.1 TERRENI .....	5
3.2 CALCESTRUZZO STRUTTURALE .....	5
3.3 ARMATURA ACCIAIO ORDINARIO TIPO B450C .....	7
<b>4. AZIONE SISMICA .....</b>	<b>9</b>
<b>5. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO .....</b>	<b>13</b>
5.1 METODOLOGIA DI CALCOLO .....	13
5.2 AZIONI .....	15
5.2.1 Combinazione fondamentale.....	15
5.2.2 Combinazione sismica.....	15
5.2.3 Combinazione eccezionale.....	16
<b>6. MURI DI SOSTEGNO .....</b>	<b>17</b>
6.1 SEZIONE A1A .....	17
6.1.1 Descrizione dell'opera .....	17
6.1.2 Combinazioni di carico .....	18
6.1.3 Dati di base .....	19
6.1.4 Risultati condizione statica .....	20
6.1.5 Risultati condizione sismica.....	21
6.1.6 Conclusioni.....	23
6.1.7 Verifiche parete verticale .....	23
6.1.8 Verifica mensole fondazione .....	24
6.2 SEZIONE B1 .....	27
6.2.1 Descrizione dell'opera .....	27
6.2.2 Combinazioni di carico .....	27
6.2.3 Dati di base .....	30
6.2.4 Risultati condizione statica .....	31
6.2.5 Risultati condizione sismica.....	32
6.2.6 Risultati condizione eccezionale.....	34
6.2.7 Conclusioni.....	34
6.2.8 Verifiche parete verticale .....	35
6.2.9 Verifica mensole fondazione .....	37

---

**7. SOVRALZO MURO ESISTENTE IN SPONDA SINISTRA A2.....41**

## 1. **PREMESSA**

La presente relazione di calcolo integra il progetto definitivo “*Lavori di sistemazione idraulica per la mitigazione del rischio idrogeologico nell'area R.M.E. in corrispondenza della confluenza del torrente Cenischia e del fiume Dora Riparia nel tratto cittadino del comune di Susa*”, al fine di ottemperare a quanto richiesto al punto 2 del verbale di verifica del Gruppo Tecnico Interno del 15/03/2012 - protocollo numero 11110 del 27/03/2012.

Nella presente relazione, redatta ai sensi dell'Art. 29 del D.P.R. 207/2010, vengono esposti i *calcoli preliminari di fattibilità delle strutture e degli impianti* previsti in progetto e delle opere necessarie a garantirne la completa funzionalità, nello specifico:

- intervento A1: **muro di sostegno su pali**, a tenuta idraulica, in sponda destra a monte del ponte Briançon L=98 m;
- intervento A2: **sovralzo** del muro di raccordo con il ponte Briançon in sponda sinistra L=15 m;
- intervento B1: **nuovo muro su pali**, a tenuta idraulica, in sponda destra a valle del ponte di via Mazzini L=260 m.

Le verifiche geotecniche dei micropali di fondazione degli interventi A1 e B1 e degli elementi di presidio della fondazione dei muri esistenti (intervento B1, B2 e C2), sono riportate nella “*Relazione geotecnica*”, elaborato DRS 3.04.

## **2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- D.M. 09/1/96: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. 16/1/96: “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274, G.U. n.105 8 maggio 2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e s.m.i..
- D.M. 14/09/2005: “Norme tecniche per le costruzioni”.
- D.M. 14/01/2008: “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme tecniche per le costruzioni”.
- Delibera della Giunta della Regione Piemonte D.G.R. n. 11-13058 del 19 gennaio 2010, aggiornamento e adeguamento delle zone sismiche.

### 3. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 Terreni

Per quanto riguarda la caratterizzazione litostratigrafica e geotecnica dei terreni si è fatto riferimento alle indagini svolte nel Febbraio 2013 e alle elaborazioni dei risultati riportate nella “Relazione geotecnica” DRS 3.04, di seguito sintetizzati:

Tabella 3-1: parametri geotecnici

Unità	Prof. [m]	Parametri geotecnici				
		$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	$C_u$ [kPa]	DESCRIZIONE
1	da 0.00 a 3.00	19	24 ÷ 26	15	100	Materiale coesivo
2	Oltre 3.00	20	41 ÷ 45	---	---	Ghiaia in matrice sabbiosa

#### 3.2 Calcestruzzo strutturale

La normativa di riferimento utilizzata nella definizione delle resistenze dei materiali e nella scelta dei diagrammi sforzi – deformazioni è il D.M. 14.01.2008 (di seguito abbreviato come NTC 2008).

In particolare, nelle verifiche allo stato limite ultimo, per il calcestruzzo è stato utilizzato un diagramma sforzi – deformazioni del tipo parabola – rettangolo (Figura 3.1) come definito nella normativa di riferimento in cui  $\alpha_{cc}=0.85$ .

#### 4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo  $f_{cd}$  ed alla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .

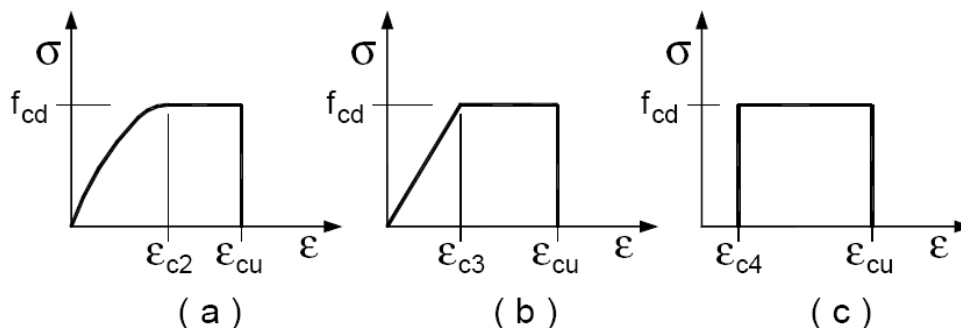


Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

In Fig. 4.1.1 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (stress block). In particolare, per le classi di resistenza pari o inferiore a C50/60 si può porre:

$$\begin{aligned}\epsilon_{c2} &= 0,20\% & \epsilon_{cu} &= 0,35\% \\ \epsilon_{c3} &= 0,175\% & \epsilon_{c4} &= 0,07\%\end{aligned}$$

Figura 3.1: Diagrammi sforzi – deformazioni del calcestruzzo NTC 2008.

Nelle verifiche dello stato limite di esercizio si adotta un diagramma sforzi - deformazioni di tipo lineare.

Di seguito si riportano le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo considerato per il calcolo del muro di sostegno:

Peso specifico calcestruzzo armato	$24.0 \text{ kN/m}^3 = 2.4 \text{ t/m}^3$
Resistenza a compressione cubica caratteristica $R_{ck}$	35 MPa
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica $f_{ck}$	28 MPa
Resistenza a compressione cilindrica media $f_{cm}$	36 MPa
Resistenza a compressione cilindrica di design $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	15.87 MPa
Coefficiente di sicurezza del calcestruzzo $\gamma_c$	1.5
Resistenza a trazione semplice $f_{ctm}$	2.77 MPa
Resistenza a trazione caratteristica $f_{ctk}$	1.94 MPa
Resistenza a trazione di design $f_{ctd}$	1.29 MPa
Modulo di elasticità $E_{cm}$	32 308 MPa

Per quanto concerne i requisiti prestazionali si fa riferimento alle UNI 11104 del 1 marzo 2004:

Copriferro minimo	4.0 cm
Classe di esposizione	XF4 "Attacco con ciclo gelo/disgelo con sali disgelanti"
Diametro max inerti	22 mm
Rapporto max a/c	0.45
Contenuto minimo cemento	360 Kg/mc
Consistenza	S4
Per i getti in calcestruzzo magro si prescrive una classe minima C15/20	

### 3.3 Armatura acciaio ordinario tipo B450C

L'acciaio, nelle verifiche a stato limite ultimo, è caratterizzato da un diagramma sforzi deformazioni elastico – perfettamente plastico con deformazione limite indefinita, a differenza delle precedenti normative dove la deformazione limite era posta pari a 1.0%.

#### 4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo  $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$  ( $\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$ ) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovrarresistenza  $k = (f_t / f_y)_k$  (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli  $\sigma - \epsilon$  per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

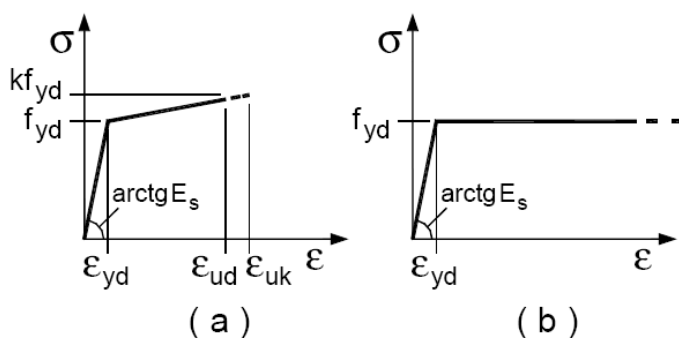


Figura 4.1.2– Modelli  $\sigma - \epsilon$  per l'acciaio

Figura 3.2: Diagramma sforzi – deformazioni dell'acciaio NTC 2008

Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk}$	450 Mpa
Tensione caratteristica a rottura $f_{tk}$	540 MPa



Tensione di design a snervamento  $f_{yd}$

391 MPa

Modulo di elasticità  $E_s$

210 000 MPa

Nelle verifiche dello stato limite di esercizio, invece, si è adottato un diagramma sforzi - deformazioni lineare.

## 4. AZIONE SISMICA

Con riferimento alle NTC 2008, le azioni sismiche di progetto sono determinate a partire dalla "pericolosità sismica locale", definita in termini di accelerazione massima attesa  $a_g$ , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza nella vita di riferimento  $V_r$  dell'opera in progetto.

La vita di riferimento dell'opera  $V_r$  viene a sua volta determinata dal prodotto tra la vita nominale  $V_n$  e il coefficiente d'uso  $C_u$ .

Tabella 4-1: Vita Nominale  $V_n$  per diversi tipi di opere secondo le NTC 2008.

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tabella 4-2: suddivisione delle costruzioni in classi d'uso con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_u$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_u$	0,7	1,0	1,5	2,0

Nel caso in esame si considera un valore di vita nominale  **$V_n$  pari a 50 anni** e una **Classe d'uso III** "(Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso".

L'accelerazione massima orizzontale di progetto  $a_{max}$  viene ottenuta amplificando l'accelerazione massima attesa  $a_g$  per tenere conto degli effetti topografici ( $S_t$ ) e stratigrafici ( $S_s$ ):  $a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_t$ .

Nel caso in esame si considerano:

- sito di riferimento: Susa (TO) (Longitudine: 7.059175, latitudine: 45.13558888)
- un sottosuolo di categoria C ( $S_s=1.5$ ), “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)*”, coerentemente a quanto indicato nella relazione geotecnica;
- la categoria topografica T1 ( $S_t=1.0$ ) “*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$* ”
- stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Dal punto di vista sismico il sito si trova nel comune di Susa (TO), in zona sismica 3, così come indicato nel D.G.R. n. 11-13058 del 19 gennaio 2010.

La modellazione sismica del sito è di seguito stata sviluppata con l'ausilio del software di calcolo SPETTRI-NTC ver 1.03 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

☐ Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**

**INTRO**

**FASE 1**

FASE 2

FASE 3

**Reticolo di riferimento**

**Controllo sul reticolo**

- ☒ Sito esterno al reticolo
- ☐ Interpolazione su 3 nodi
- ☐ Interpolazione corretta

**Interpolazione**

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Considerando una probabilità di superamento  $P_{VR}$  di 0.10 (Tabella 4-3), si ottiene un periodo di ritorno  $P_R$  di 712 anni con un valore  $a_g$  di riferimento, pari a 0.153 g.

Tabella 4-3: probabilità di superamento  $P_{VR}$  per i diversi stati limite

**Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare dello stato limite considerato**

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4-4: parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C$  al variare di  $T_R$

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0.050	2.419	0.223
SLD	75	0.064	2.429	0.235
SLV	712	0.153	2.478	0.269
SLC	1462	0.189	2.515	0.278

Secondo quanto espresso nel *Paragrafo 7.11.6.2.1* del D.M. 14/01/2008 l'analisi della sicurezza delle opere di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici. Di conseguenza, l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, può essere ricondotta a un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'uso di opportuni coefficienti sismici.

$$k_h = \beta \cdot S_s \cdot S_T \cdot \frac{a_g}{g} = 0.055 \quad \text{coefficiente sismico orizzontale}$$

$$k_v = \pm \frac{1}{2} \cdot k_h = 0.028 \quad \text{coefficiente sismico verticale}$$

dove  $\beta$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, assunto pari a 0.24 secondo la Tabella 4-5 delle NTC 2008.

Tabella 4-5: coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel caso di opere di sostegno.

**Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.**

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Dunque l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici.

$$F_H = \beta \frac{a_{\max}}{g} W \quad \text{forza sismica orizzontale}$$

$$F_V = \pm 0.5 \times F_H \quad \text{forza sismica verticale}$$

## 5. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

### 5.1 Metodologia di calcolo

Le verifiche condotte secondo quanto previsto dalle nuove *Norme Tecniche per le Costruzioni* (D.M. del 14 gennaio 2008) con il metodo agli Stati Limite Ultimi prevedono il confronto tra il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione  $E_d$  e quello di progetto della resistenza del sistema geotecnico  $R_d$ . Affinché la verifica sia soddisfatta, deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$E_d \leq R_d$$

Azioni e resistenze di calcolo sono funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , delle caratteristiche di resistenza di progetto  $\frac{X_k}{\gamma_M}$  e della geometria di progetto  $a_d$ , come riportato nelle espressioni seguenti:

$$E_d = E\left(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R\left(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d\right)$$

Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , inoltre, compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$ , che opera direttamente sulla resistenza del sistema ed è specificato dalle norme per ogni tipologia di opera geotecnica considerata.

Nei casi in esame dei muri di sostegno in progetto, verrà adottato l'“**Approccio 2**” progettuale, dove è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (**A1+M1+R3**) da adottare sia nei confronti delle verifiche strutturali (STR) che geotecniche ((GEO) e (EQU)).

Dal momento che i muri in progetto sono considerati incastrati sui micropali, le sollecitazioni maggiori verranno utilizzate per la verifica degli stessi applicandole in testa (vedi “*Relazione geotecnica*” DRS 3.04).

Di seguito si riportano le tabelle di riferimento utilizzate per i coefficienti  $\gamma_F$ ,  $\gamma_R$  e  $\gamma_M$ .

Tabella 5-1: Coefficienti parziali  $\gamma_F$  in funzione del tipo di azione (NTC 2008).

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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 5-2: Coefficienti parziali  $\gamma_M$  in funzione dei parametri geotecnici (NTC 2008).

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(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	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Tabella 5-3: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche di stabilità globale per opere in materiale sciolto secondo le NTC 2008.

**Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.**

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1.1

Tabella 5-4: Coefficienti parziali  $\gamma_R$  in funzione del tipo di verifica per i muri di sostegno (NTC 2008).

**Tabella 6.5.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

## 5.2 Azioni

### 5.2.1 Combinazione fondamentale

La combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) è la seguente:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

#### CARICHI PERMANENTI

- $G_1$  peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno (quando pertinente); forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- $G_2$  peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- $P$  pretensione e precompressione;

#### CARICHI VARIABILI

- $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}, Q_{k3}$  azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$  (raro);  $\psi_{1j}$  (frequente);  $\psi_{2j}$  (quasi permanente).

I valori dei coefficienti parziali delle azioni  $\gamma_F$  sono i medesimi riportati in Tabella 5-1.

### 5.2.2 Combinazione sismica

La combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) è la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Secondo quanto riportato nel *Paragrafo 3.2* delle NTC 2008 le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, analogamente a quanto già specificato e calcolato al capitolo 4. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;



$F_o$             valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di risposta;  
 $T_c^*$            periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In accordo alla Delibera della Giunta Regionale del 19 gennaio 2010, n. 11 – 13058 “Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n.3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006) il comune di Susa appartiene a una Zona 3 (pericolosità sismica bassa).

### 5.2.3 Combinazione eccezionale

La combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) è la seguente:

$$A_d + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove  $A_d$  come specificato al *Paragrafo 3.6* delle NTC 2008 rappresenta le azioni eccezionali di progetto come l'incendio, esplosioni, urti e impatti.

## 6. MURI DI SOSTEGNO

### 6.1 Sezione A1a

#### 6.1.1 Descrizione dell'opera

Nell'ambito del progetto, verrà realizzato un muro di sostegno in cemento armato su pali (sezione tipo "A1a"), in sponda destra a monte del ponte Briançon, per uno sviluppo complessivo di 98 m, fondazione di larghezza 1.0 e altezza 0.4 m, altezza del paramento verticale massima di 1.7 m di spessore 0.3 m. Il paramento verrà rivestito in pietra locale analoga alla sponda sinistra esistente.

Si riporta di seguito la schematizzazione geometrica e la condizione di carico più gravosa per l'opera in progetto, rappresentata dal livello idrico massimo della Dora Riparia (lato fiume).

Sul lato campagna (area del tiro a segno) non si considera, a favore di sicurezza, la presenza di eventuali carichi accidentali.

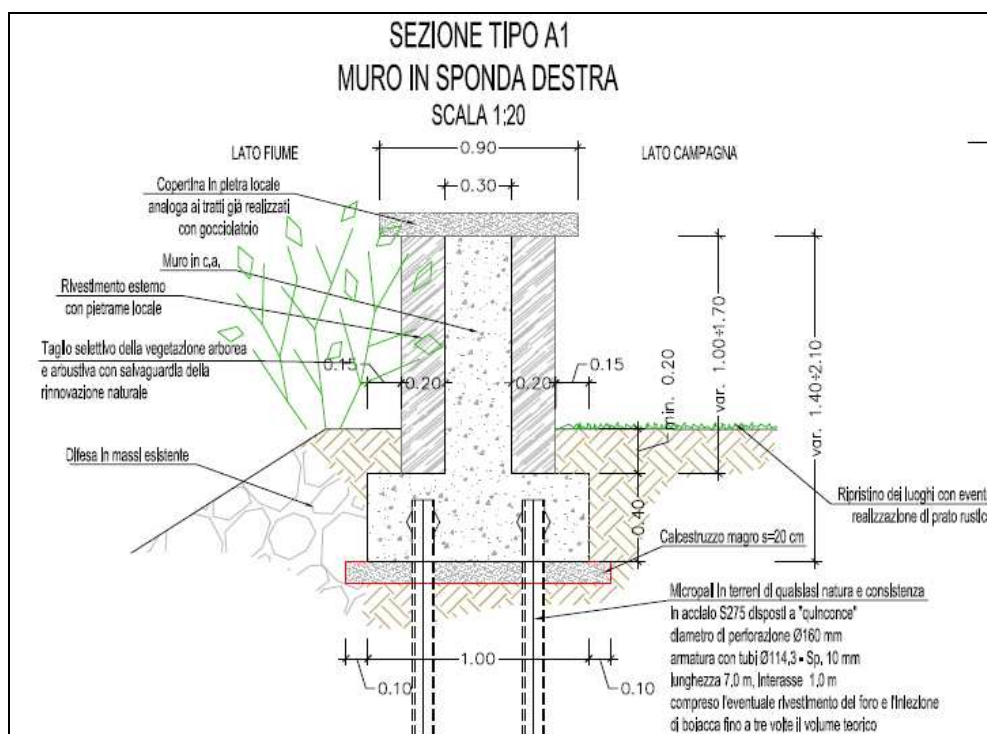


Figura 6.1: Schema geometrico e di carico sezione A1a

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto alla base della fondazione al fine di fornire i valori per la verifica dei pali, eseguita nella “*Relazione geotecnica*” elaborato DRS 3.04.

#### 6.1.2 *Combinazioni di carico*

Il calcolo viene condotto analizzando, a favore di sicurezza, una striscia unitaria di muro calcolando le sollecitazioni nelle due condizioni limite:

- condizione statica: peso proprio + acqua lato Dora Riparia fino alla sommità del muro;
- condizione sismica: peso proprio + sisma.

### 6.1.3 Dati di base

<b>DATI OPERA DI SOSTEGNO</b>		
$\gamma_{cls}$	24.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{riv}$	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
h (altezza muro)	1.70	(m)
s1 (spessore muro)	0.30	(m)
s (altezza fondazione)	0.40	(m)
l1 (mensola esterna)	0.35	(m)
l2 (mensola interna)	0.35	(m)
hr (altezza rivestimento da base muro)	1.70	(m)
lr (larghezza rivestimento)	0.40	(m)
lc (larghezza copertina)	0.90	(m)
hc (altezza copertina)	0.05	(m)
ld (larghezza dente di fondazione monte)	0.00	(m)
hd (altezza dente di fondazione)	0.00	(m)
i (angolo dente con orizzontale)	0.00	(°)
	radianti	0.000 (radianti)
l (larghezza fondazione)	1.00	(m)
<b>DATI TERRENO</b>		
$\gamma$ (peso per unità volume immerso)	19.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma$ (peso per unità volume alleggerito)	9.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma$ (peso per unità volume secco)	15.94	(kN/m <sup>3</sup> )
c (coesione)	0.000	(N/cm <sup>2</sup> )
	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	frazione	0.00 (kN/m <sup>2</sup> )
ht (altezza terreno a monte da piano fond.)	0.60	(m)
htv (altezza terreno a valle da piano fond.)	0.60	(m)
$\phi'$ 1 (angolo di attrito interno primo strato)	26.0	(°)
	0.454	(radianti)
$\phi'$ 2 (angolo di attrito interno secondo strato)	41.0	(°)
	0.716	(radianti)
$\alpha$ (angolo paramento interno sull'orizzontale)	90	(°)
	1.571	(radianti)
$\delta$ (angolo attrito interno muro-terreno)	0.000	(°)
	0.000	(radianti)
$\epsilon$ (angolo piano campagna a monte sull'orizzontale)	0	(°)
	0.000	(radianti)

A favore di sicurezza è stata considerata nulla la coesione e nullo l'angolo di attrito interno muro-terreno.

<b>DATI FALDA</b>		
$\gamma_w$ (peso per unità volume acqua)	10.00	(kN/m <sup>3</sup> )
hwm (altezza idrica a monte da piano fondazione)	2.10	(m)
hvv (altezza idrica a valle da piano fondazione)	0.00	(m)
<b>SOVRACCARICHI</b>		
qq (permanente)	0.00	kN/m <sup>2</sup>
qq (variabile)	0.00	kN/m <sup>2</sup>

## 6.1.4 Risultati condizione statica

<b>APPROCCIO 2</b>			
<b>COMBINAZIONE (A1+M1+R3)</b>			
<i>Valori caratteristici della spinta del terreno</i>			
$\tan(\varphi_d') = \tan(\varphi_k'/\gamma_M)$ (primo strato)	0.488		
	0.454	26.00	gradi
$\tan(\varphi_d') = \tan(\varphi_k'/\gamma_M)$ (secondo strato)	0.869		
	0.716	41.00	gradi
$\delta$ (angolo attrito interno muro-terreno $2/3 \cdot \varphi_d'$ ) (radianti)	0.000	0.00	gradi
$\gamma_{td} = \gamma_k/\gamma_M$	9.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
$k_a$ (coeff. spinta attiva statica Muller/Breslau)	0.390		
$S_a$ (spinta attiva del terreno)	0.63	(kN)	
$b_{sa}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.20	(m)	
$S_g$ (spinta attiva sovrac. permanente)	0.00	(kN)	
$b_{sg}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.30	(m)	
$S_q$ (spinta attiva sovrac. variabile)	0.00	(kN)	
$b_{sq}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.30	(m)	
<b>Combinazione PP+acqua</b>			
<i>Spinte dell'acqua</i>			
$S_{wm}$ (spinta acqua monte)	22.05	(kN)	
$b_{swm}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.70	(m)	
<b>Sollecitazioni al piano di fondazione</b>			
$W_{md}$ (peso del muro totale)	36.34	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno monte)	0.27	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno valle)	0.48	(kN)	
$W_{wd}$ (peso dell'acqua monte)	2.55	(kN)	
$G_d$ (sovraccarico permanente)	0.00	(kN)	
$Q_d$ (sovraccarico variabile)	0.00	(kN)	
$G_d+Q_d$	0.00	(kN)	
$N_{sd}$ (sollecitazioni assiali)	52.04	(kN)	
$M_{sd}$ (momento)	23.32	(kNm)	
$V_{sd}$ (sollecitazioni ortogonali)	33.90	(kN)	

## 6.1.5 Risultati condizione sismica

<b>APPROCCIO 2</b>			
<b>COMBINAZIONE (A1+M1+R3)</b>			
<i>Coefficienti di intensità sismica</i>			
$k_h$ (orizzontale)	0.055		
$k_v$ (verticale)	0.028		
<i>Azioni inerziali</i>			
$I_{wm}$ (forza inerzia muro)	2.00	(kN)	
$I_{wt}$ (forza inerzia terreno)	0.01	(kN)	
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno</i>			
$\tan(\varphi_d) = \tan(\varphi_k/\gamma_M)$	0.488		
	0.454	26.00	gradi
$\delta$ (angolo attrito interno muro-terreno $2/3 \cdot \varphi_d$ ) (radianti)	0.303	17.33	gradi
$\alpha$ (angolo paramento interno sull'orizzontale)	90	(°)	
	1.571	radianti	
$\varepsilon$ (angolo piano campagna a monte sull'orizzontale)	0	(°)	
	0.000	radianti	
$\gamma_{td} = \gamma_{tk}/\gamma_M$	9.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
$\theta$ ( $\arctg(k_h/1+k_v)$ )	0.054		
$\theta$ ( $\arctg(k_h/1-k_v)$ )	0.057		
$K_{a+}$ (coeff. spinta attiva dinamica Mononobe/Okabe)	0.511		
$K_{a-}$ (coeff. spinta attiva dinamica Mononobe/Okabe)	0.512		
<i>Combinazione (S+, verso il basso)</i>			
$W_{md}$ (peso del muro totale)	37.34	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno monte)	0.49	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno valle)	0.49	(kN)	
$W_{fh}$ (forza orizzontale d'inerzia)	2.05	(kN)	
$bw_{fh}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.98	(m)	
$S_a$ (spinta attiva del terreno)	0.85	(kN)	
$bs_a$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.20	(m)	
$S_g$ (spinta attiva sovrac. permanente)	0.00	(kN)	
$bs_g$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.30	(m)	
$S_q$ (spinta attiva sovrac. variabile)	0.00	(kN)	
$bs_q$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.30	(m)	

<b>Combinazione (S-, verso l'alto)</b>			
W <sub>md</sub> (peso del muro totale)	35.34	(kN)	
W <sub>td</sub> (peso del terreno monte)	0.47	(kN)	
W <sub>td</sub> (peso del terreno valle)	0.47	(kN)	
W <sub>fh</sub> (forza orizzontale d'inerzia)	2.05	(kN)	
b <sub>wfh</sub> (braccio rispetto piano fondazione)	0.98	(m)	
S <sub>a</sub> (spinta attiva del terreno)	0.81	(kN)	
b <sub>sa</sub> (braccio rispetto piano fondazione)	0.20	(m)	
S <sub>g</sub> (spinta attiva sovrac. permanente)	0.00	(kN)	
b <sub>sg</sub> (braccio rispetto piano fondazione)	0.30	(m)	
S <sub>q</sub> (spinta attiva sovrac. variabile)	0.00	(kN)	
b <sub>sq</sub> (braccio rispetto piano fondazione)	0.30	(m)	
<b>Combinazione PP+sisma (S+, verso il basso)</b>			
N <sub>sd</sub> (sollecitazioni assiali)	38.32	(kN)	
M <sub>sd</sub> (momento)	2.19	(kNm)	
V <sub>sd</sub> (sollecitazioni ortogonali)	2.90	(kN)	
<b>Combinazione PP+sisma (S-, verso l'alto)</b>			
N <sub>sd</sub> (sollecitazioni assiali)	36.27	(kN)	
M <sub>sd</sub> (momento)	2.18	(kNm)	
V <sub>sd</sub> (sollecitazioni ortogonali)	2.86	(kN)	
<b>AZIONE SISMICA ORIZZONTALE</b>			
W <sub>md</sub> (peso del muro totale)	36.34	(kN)	
W <sub>td</sub> (peso del terreno monte)	0.48	(kN)	
W <sub>td</sub> (peso del terreno valle)	0.48	(kN)	
λ	1.00		
q (fattore di struttura)	1.00		
C1	0.050		
T1 (periodo del modo di vibrare principale)	0.087	(s)	
T <sub>B</sub>	0.145	(s)	
T1 < T <sub>B</sub>		da effettuare il controllo	
F <sub>o</sub>	2.478		
S <sub>d</sub> (T1) (ordinata spettro di risposta di progetto)	0.43		
F <sub>h</sub>	16.17	(kN)	
N <sub>sd</sub> (sollecitazioni assiali)	37.30	(kN)	
M <sub>sd</sub> (momento)	15.88	(kNm)	
V <sub>sd</sub> (sollecitazioni ortogonali)	16.17	(kN)	

### 6.1.6 Conclusioni

Risulta pertanto che le sollecitazioni più elevate si hanno nella condizione statica. Come già esposto, per la verifica dei pali di fondazione, si veda la “Relazione geotecnica”.

### 6.1.7 Verifiche parete verticale

I valori di sollecitazione assunti alla sezione di attacco del muro in elevazione con la fondazione sono rappresentati dalla spinta dell'acqua alla quota massima in testa al muro, la spinta del terreno lato fiume, il peso del muro stesso da cui si ottiene:

$$N_{ed}=34.76 \text{ kN}$$

$$M_{ed}=12.29 \text{ kNm}$$

$$V_{ed}=21.77 \text{ kN}$$

#### 6.1.7.1.1 Verifica a pressoflessione

Si assume un'armatura principale di  $\phi 14/20$  nella sezione di attacco del muro che risulta verificata dal calcolo di seguito riportato.

**Verifica C.A. S.L.U. - File: A1 parete verticale\_R01-CE**

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

**Titolo:** Sezione muro A1

**N° strati barre:** 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7.70	4
2	7.70	26

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 52 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 24 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C28/35

E<sub>su</sub> 67.5 % E<sub>c2</sub> 2 %  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub> 3.5 %  
E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87 %  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
E<sub>syd</sub> 1.957 % σ<sub>c,adm</sub> 11  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
τ<sub>c1</sub> 1.971

**Metodo di calcolo**

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

**Tipo flessione**

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

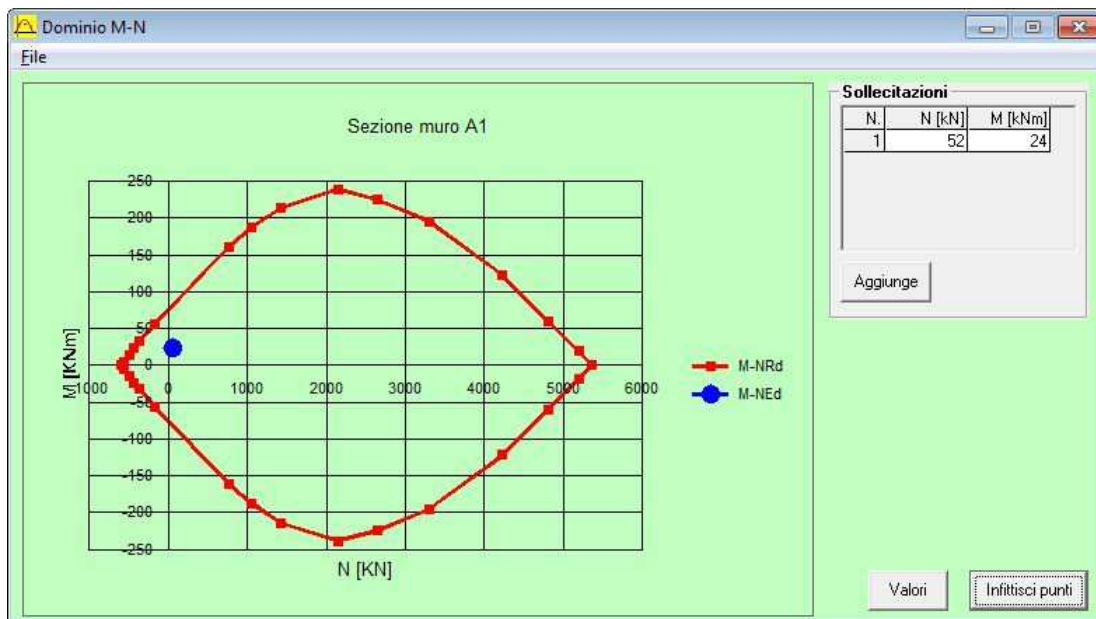
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

**Results:**

M<sub>xRd</sub> 83.35 kN m  
σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 %  
ε<sub>s</sub> 22.99 %  
d 26 cm  
x 3.435 x/d 0.1321  
δ 0.7





#### 6.1.7.1.2 Verifica a taglio

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)					
SEZIONE PARETE VERTICALE B1					
$N_{ed}$	34760 N				
$V_{ed}$	21770 N				
$b_w$	1000 mm	Larghezza minima della sezione			
$h$	300 mm	Altezza sezione			
$d$	260 mm	Altezza utile sezione			
$k$	1.8771				
$v_{min}$	0.4763				
	15.39 cm <sup>2</sup>				
$A_{sl}$	1539 mm <sup>2</sup>	Armatura longitudinale tesa			
$\rho_1$	0.0059	Rapporto geometrico di armatura longitudinale			
$\sigma_{cp}$	0.115866667	Tensione media di compressione nella sezione			
$V_{rd \text{ minimo}}$	128352 N				
$V_{rd}$	153835 N				
	OK	Condizione di verifica valore minimo			
$V_{ed} =$	21770 N	<	$V_{rd} =$	153835 N	
Verifica soddisfatta					

La verifica risulta pertanto soddisfatta

#### 6.1.8 Verifica mensola fondazione

Si procede ora con la verifica a flessione e taglio delle due mensole di fondazione. In particolare queste parti sono zone di discontinuità per le quali non sono valide le

trattazioni classiche derivanti dalla scienza delle costruzioni (ipotesi della teoria del De Saint Venant) e sono trattate nel modello a mensola tozza che si utilizza per “travi” che hanno un rapporto tra lunghezza ed altezza circa pari ad 1 così come accade per la mensola in esame caratterizzata da una base di 35cm per una altezza di 40cm.

Per questo motivo si è scelto di adottare uno schema di verifica a tirante e punto-ne. In particolare la condizione maggiormente sfavorevole, poiché l'armatura di tali elementi è uguale all'intradosso e all'estradosso, è quella della mensola sulla quale si inserisce il micropalo maggiormente sollecitato. Nel caso in esame: la differenza fra il momento ribaltante e il momento stabilizzante alla base della fondazione nella condizione statica risulta  $M_{sd}=23.32-10.92= 12.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sul singolo palo si esplica la forza delle coppia verticale  $12.4/0.5=24.8 \text{ kN}$  con 0.5 m la distanza fra i micropali; sommando il peso proprio del muro si ottiene:  $V_d=61.14 \text{ kN}$

Per operare la verifica di tale porzione si adotta quanto indicato all'interno della circolare al punto C4.1.2.1.5 che si riporta di seguito per completezza:

Con riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntoni descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC, nel seguito si riporta un esempio di applicazione di detto metodo di verifica con riferimento al caso della mensola tozza di Figura C4.1.7.

In questo caso il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato di  $\psi$ , che riporta il carico  $P_{Ed}$  entro il bordo del pilastro. Con le dimensioni geometriche indicate nella Figura C4.1.7, attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad (C4.1.5)$$

con  $\lambda = \text{ctg} \psi \cong l / (0,9d)$ . Per la verifica dovrà risultare

$$P_R \geq P_{Ed} \quad (C4.1.6)$$

Dovrà inoltre risultare una resistenza  $P_{Rc}$  del puntone di calcestruzzo non minore di quella correlata all'armatura con

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs} \quad (C4.1.7)$$

con  $c=1$  per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura e  $c=1,5$  per sbalzi di travi provvisti di staffatura.

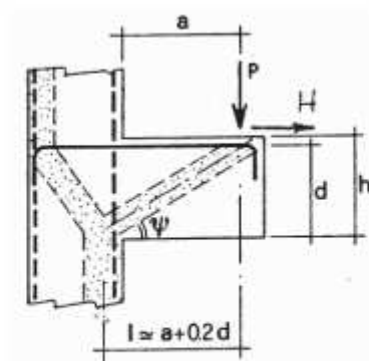


Figura C4.1.7 Esempi di modello a puntoni e tiranti con tirante orizzontale per mensole tozze

Considerando dunque la geometria dell'appoggio e l'armatura ipotizzata di  $\phi 12/20$  si riporta di seguito la verifica che risulta soddisfatta

VERIFICA MENSOLA DI FONDAZIONE			
b	1000	mm	Larghezza mensola
h	400	mm	Altezza mensola
c	40	mm	Copriferro
d	360	mm	
a	100	mm	Distanza punto di applicazione forze
H <sub>d</sub>	0.00	kN	Carico orizzontale
V <sub>d</sub>	61.14	kN	Carico verticale
A <sub>s</sub>	566	mm <sup>2</sup>	Armatura tesa
c	1		
l	172	mm	
λ	0.531		
P <sub>rs</sub>	417.20	kN	Resistenza lato acciaio
P <sub>rc</sub>	1782.47	kN	Resistenza lato calcestruzzo

## 6.2 Sezione B1

### 6.2.1 Descrizione dell'opera

Nell'ambito del progetto, verrà realizzato un muro di sostegno in cemento armato su pali in sponda destra (sezione tipo "B1") compreso tra il ponte di via Mazzini e la traversa, per uno sviluppo complessivo di 280 m, fondazione di larghezza 1.15 e altezza 0.35 m, altezza del paramento verticale di 1.1 m di spessore 0.3 m.

In caso di piena duecentennale, verranno posizionati in testa al muro stesso appositi panconi per il contenimento del livello idrico.

L'opera, oltre al carico dovuto al livello idrico di riferimento (lato fiume), è soggetta anche alla azione eccezionale rappresentata dall'urto da traffico veicolare (lato campagna) assimilabile ad una collisione accidentale sopra un ponte che si esprime in una forza orizzontale equivalente di 100 kN.

Il calcolo delle sollecitazioni è condotto alla base della fondazione al fine di fornire i valori per la verifica dei pali, eseguita nella "Relazione geotecnica" elaborato DRS 3.04

### 6.2.2 Combinazioni di carico

Il calcolo viene condotto analizzando, a favore di sicurezza, una striscia unitaria di

muro calcolando le sollecitazioni nelle due condizioni limite:

- condizione statica: peso proprio+acqua lato Dora Riparia fino alla sommità del muro compresi i panconi provvisori (vedi Figura 6.2);
- condizione sismica: peso proprio+sisma;
- condizione eccezionale: urto da traffico veicolare lato strada posizionato al valore minimo tra la sommità del muro meno 0.1 m e piano viabile più 1.0 m, nel caso in esame il carico è applicato a 1.0 m dal piano viabile.

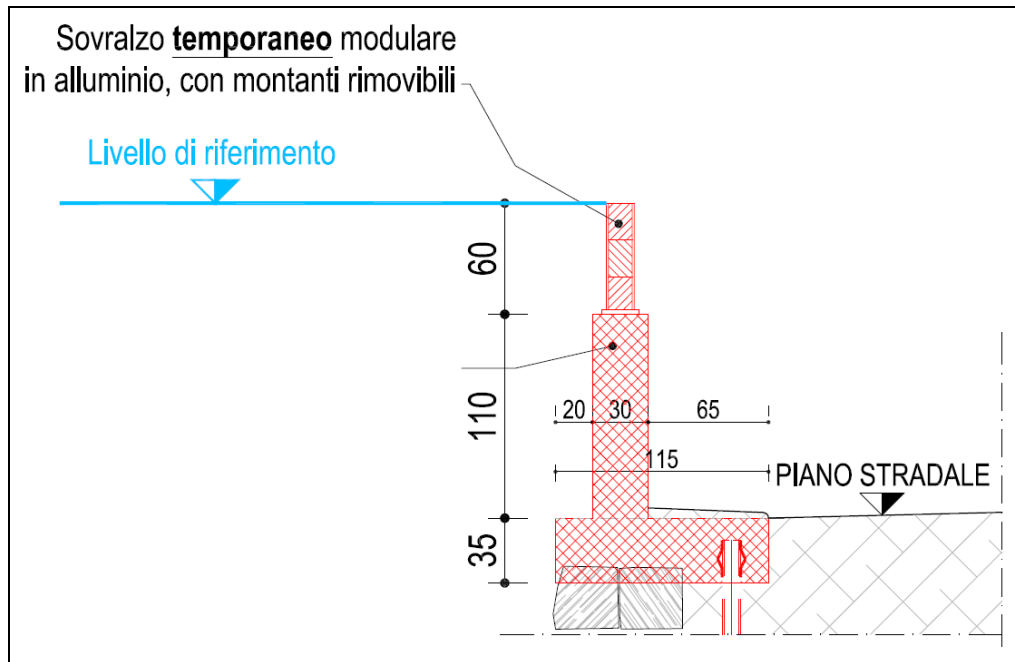


Figura 6.2: Schema carico statico

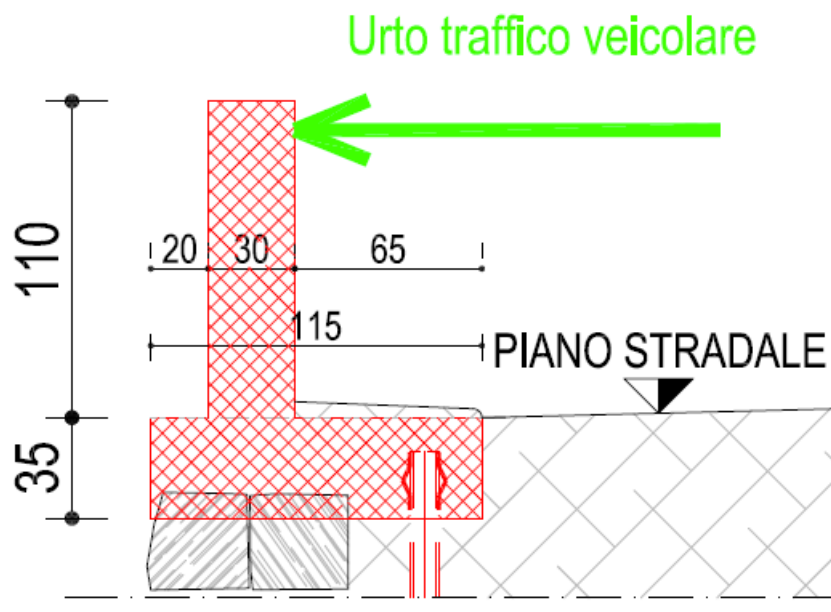


Figura 6.3: Schema carico eccezionale

### 6.2.3 Dati di base

<b>DATI OPERA DI SOSTEGNO</b>		
$\gamma_{cls}$	24.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_{riv}$	20.00	(kN/m <sup>3</sup> )
h (altezza muro)	1.10	(m)
s1 (spessore muro)	0.30	(m)
s (altezza fondazione)	0.35	(m)
l1 (mensola esterna)	0.65	(m)
l2 (mensola interna)	0.20	(m)
hr (altezza rivestimento da base muro)	1.10	(m)
lr (larghezza rivestimento)	0.20	(m)
lc (larghezza copertina)	0.70	(m)
hc (altezza copertina)	0.15	(m)
ld (larghezza dente di fondazione monte)	0.00	(m)
hd (altezza dente di fondazione)	0.00	(m)
i (angolo dente con orizzontale)	0.00	(°)
	radianti	0.000 (radianti)
l (larghezza fondazione)	1.15	(m)
<b>DATI TERRENO</b>		
$\gamma$ (peso per unità volume immerso)	0.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma$ (peso per unità volume alleggerito)	0.00	(kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma$ (peso per unità volume secco)	0.00	(kN/m <sup>3</sup> )
c (coesione)	0.000	(N/cm <sup>2</sup> )
	0.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	frazione	0.00 (kN/m <sup>2</sup> )
ht (altezza terreno a monte da piano fond.)	0.00	(m)
htv (altezza terreno a valle da piano fond.)	0.00	(m)
$\phi'$ 1 (angolo di attrito interno primo strato)	0.0	(°)
	0.000	(radianti)
$\phi'$ 2 (angolo di attrito interno secondo strato)	0.0	(°)
	0.000	(radianti)
$\alpha$ (angolo paramento interno sull'orizzontale)	90	(°)
	1.571	(radianti)
$\delta$ (angolo attrito interno muro-terreno)	0.000	(°)
	0.000	(radianti)
$\epsilon$ (angolo piano campagna a monte sull'orizzontale)	0	(°)
	0.000	(radianti)

## 6.2.4 Risultati condizione statica

<b>APPROCCIO 2</b>			
<b>COMBINAZIONE (A 1+M 1+R3)</b>			
<i>Valori caratteristici della spinta del terreno</i>			
$\tan(\varphi_d') = \tan(\varphi_k'/\gamma_M)$ (primo strato)	0.000		
	0.000	0.00	gradi
$\tan(\varphi_d') = \tan(\varphi_k'/\gamma_M)$ (secondo strato)	0.000		
	0.000	0.00	gradi
$\delta$ (angolo attrito interno muro-terreno $2/3 \cdot \varphi_d'$ ) (radianti)	0.000	0.00	gradi
$\gamma_{td} = \gamma_{tk}/\gamma_M$	0.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
$k_a$ (coeff. spinta attiva statica Muller/Breslau)	1.000		
$S_a$ (spinta attiva del terreno)	0.00	(kN)	
$b_{sa}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
$S_g$ (spinta attiva sovrac. permanente)	0.00	(kN)	
$b_{sg}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
$S_q$ (spinta attiva sovrac. variabile)	0.00	(kN)	
$b_{sq}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
<b>Combinazione PP+acqua</b>			
<i>Spinte dell'acqua</i>			
$S_{wm}$ (spinta acqua monte)	21.01	(kN)	
$b_{swm}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.68	(m)	
<i>Sollecitazioni al piano di fondazione</i>			
$W_{md}$ (peso del muro totale)	24.64	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno monte)	0.00	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno valle)	0.00	(kN)	
$W_{wd}$ (peso dell'acqua monte)	1.70	(kN)	
$G_d$ (sovraccarico permanente)	0.00	(kN)	
$Q_d$ (sovraccarico variabile)	0.00	(kN)	
$G_d+Q_d$	0.00	(kN)	
$N_{sd}$ (sollecitazioni assiali)	34.58	(kN)	
$M_{sd}$ (momento)	21.54	(kNm)	
$V_{sd}$ (sollecitazioni ortogonali)	31.52	(kN)	



## 6.2.5 Risultati condizione sismica

<b>APPROCCIO 2</b>			
<b>COMBINAZIONE (A1+M1+R3)</b>			
<i>Coefficienti di intensità sismica</i>			
$k_h$ (orizzontale)	0.055		
$k_v$ (verticale)	0.028		
<i>Azioni inerziali</i>			
$I_{wm}$ (forza inerzia muro)	1.36	(kN)	
$I_{wt}$ (forza inerzia terreno)	0.00	(kN)	
<i>Caratteristiche geotecniche del terreno</i>			
$\tan(\varphi_d') = \tan(\varphi_k'/\gamma_M)$	0.000		
	0.000	0.00	gradi
$\delta$ (angolo attrito interno muro-terreno $2/3 \cdot \varphi_d'$ ) (radianti)	0.000	0.00	gradi
$\alpha$ (angolo paramento interno sull'orizzontale)	90	(°)	
	1.571	radianti	
$\varepsilon$ (angolo piano campagna a monte sull'orizzontale)	0	(°)	
	0.000	radianti	
$\gamma_{td} = \gamma_{tk}/\gamma_M$	0.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
$\theta$ ( $\arctg(k_h/1+k_v)$ )	0.054		
$\theta$ ( $\arctg(k_h/1-k_v)$ )	0.057		
$K_{a+}$ (coeff. spinta attiva dinamica Mononobe/Okabe)	1.000		
$K_{a-}$ (coeff. spinta attiva dinamica Mononobe/Okabe)	1.000		
<i>Combinazione (S+, verso il basso)</i>			
$W_{md}$ (peso del muro totale)	25.32	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno monte)	0.00	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno valle)	0.00	(kN)	
$W_{fh}$ (forza orizzontale d'inerzia)	1.36	(kN)	
$bw_{fh}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.72	(m)	
$S_a$ (spinta attiva del terreno)	0.00	(kN)	
$bs_a$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
$S_g$ (spinta attiva sovrac. permanente)	0.00	(kN)	
$bs_g$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
$S_q$ (spinta attiva sovrac. variabile)	0.00	(kN)	
$bs_q$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	

<b>Combinazione (S-, verso l'alto)</b>			
W <sub>md</sub> (peso del muro totale)	23.96	(kN)	
W <sub>td</sub> (peso del terreno monte)	0.00	(kN)	
W <sub>td</sub> (peso del terreno valle)	0.00	(kN)	
W <sub>fh</sub> (forza orizzontale d'inerzia)	1.36	(kN)	
b <sub>wfh</sub> (braccio rispetto piano fondazione)	0.72	(m)	
S <sub>a</sub> (spinta attiva del terreno)	0.00	(kN)	
b <sub>sa</sub> (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
S <sub>g</sub> (spinta attiva sovrac. permanente)	0.00	(kN)	
b <sub>sg</sub> (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
S <sub>q</sub> (spinta attiva sovrac. variabile)	0.00	(kN)	
b <sub>sq</sub> (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
<b>Combinazione PP+sisma (S+, verso il basso)</b>			
N <sub>sd</sub> (sollecitazioni assiali)	25.32	(kN)	
M <sub>sd</sub> (momento)	0.97	(kNm)	
V <sub>sd</sub> (sollecitazioni ortogonali)	1.36	(kN)	
<b>Combinazione PP+sisma (S-, verso l'alto)</b>			
N <sub>sd</sub> (sollecitazioni assiali)	23.96	(kN)	
M <sub>sd</sub> (momento)	0.97	(kNm)	
V <sub>sd</sub> (sollecitazioni ortogonali)	1.36	(kN)	
<b>AZIONE SISMICA ORIZZONTALE</b>			
W <sub>md</sub> (peso del muro totale)	24.64	(kN)	
W <sub>td</sub> (peso del terreno monte)	0.00	(kN)	
W <sub>td</sub> (peso del terreno valle)	0.00	(kN)	
λ	1.00		
q (fattore di struttura)	1.00		
C1	0.050		
T1 (periodo del modo di vibrare principale)	0.066	(s)	
T <sub>B</sub>	0.145	(s)	
T1 < T <sub>B</sub>		da effettuare il controllo	
F <sub>o</sub>	2.478		
S <sub>d</sub> (T1) (ordinata spettro di risposta di progetto)	0.38		
F <sub>h</sub>	9.46	(kN)	
N <sub>sd</sub> (sollecitazioni assiali)	24.64	(kN)	
M <sub>sd</sub> (momento)	6.80	(kNm)	
V <sub>sd</sub> (sollecitazioni ortogonali)	9.46	(kN)	

## 6.2.6 Risultati condizione eccezionale

<b>APPROCCIO 2</b>			
<b>COMBINAZIONE (A 1+M 1+R3)</b>			
<i>Valori caratteristici della spinta del terreno</i>			
$\tan(\varphi_d') = \tan(\varphi_k'/\gamma_M)$ (primo strato)	0.000		
	0.000	0.00	gradi
$\tan(\varphi_d') = \tan(\varphi_k'/\gamma_M)$ (secondo strato)	0.000		
	0.000	0.00	gradi
$\delta$ (angolo attrito interno muro-terreno $2/3 \cdot \varphi_d'$ ) (radianti)	0.000	0.00	gradi
$\gamma_{td} = \gamma_{tk}/\gamma_M$	0.00	(kN/m <sup>3</sup> )	
$k_a$ (coeff. spinta attiva statica Muller/Breslau)	1.000		
$S_a$ (spinta attiva del terreno)	0.00	(kN)	
$b_{sa}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
$S_g$ (spinta attiva sovrac. permanente)	0.00	(kN)	
$b_{sg}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
$S_q$ (spinta attiva sovrac. variabile)	0.00	(kN)	
$b_{sq}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.00	(m)	
<b>Combinazione PP+urto</b>			
<i>Forza d'urto (traffico veicolare sopra i ponti)</i>			
$A_d$ (urto veicolare ponti)	100.00	(kN)	
$b_{Ad}$ (braccio rispetto piano fondazione)	0.45	(m)	
<b>Sollecitazioni al piano di fondazione</b>			
$W_{md}$ (peso del muro totale)	24.64	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno monte)	0.00	(kN)	
$W_{td}$ (peso del terreno valle)	0.00	(kN)	
$G_d$ (sovraccarico permanente)	0.00	(kN)	
$Q_d$ (sovraccarico variabile)	0.00	(kN)	
$G_d+Q_d$	0.00	(kN)	
$N_{sd}$ (sollecitazioni assiali)	32.03	(kN)	
$M_{sd}$ (momento)	67.50	(kNm)	
$V_{sd}$ (sollecitazioni ortogonali)	150.00	(kN)	

## 6.2.7 Conclusioni

Risulta pertanto che le sollecitazioni più elevate si hanno nella condizione eccezionale.

## 6.2.8 Verifiche parete verticale

I valori di sollecitazione assunti alla sezione di attacco del muro in elevazione con la fondazione sono rappresentati dalla condizione eccezionale (maggiormente sfavorevole) con l'urto ad 1.0 m dalla base e il peso del muro stesso da cui si ottiene:

$N_{ed}=18.75$  kN (peso del muro sovrastante)

$M_{ed}=150$  kNm

$V_{ed}=150$  kN (azione di collisione)

Si assume un'armatura principale di  $\phi 16/10''$  nella sezione di attacco del muro ed in fondazione.

### 6.2.8.1.1 Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: B1 parete verticale\_R00-CE

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

Titolo : Sezione B1 parete verticale

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	4
2	20.11	26

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 18.75 0 kN

M<sub>Ed</sub> 150 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C28/35

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰

$E_s$  200 000 N/mm²  $f_{cd}$  15.87

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?

$\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6667

$\tau_{c1}$  1.971

M<sub>xRd</sub> 187.5 kN m

$\sigma_c$  -15.87 N/mm²

$\sigma_s$  391.3 N/mm²

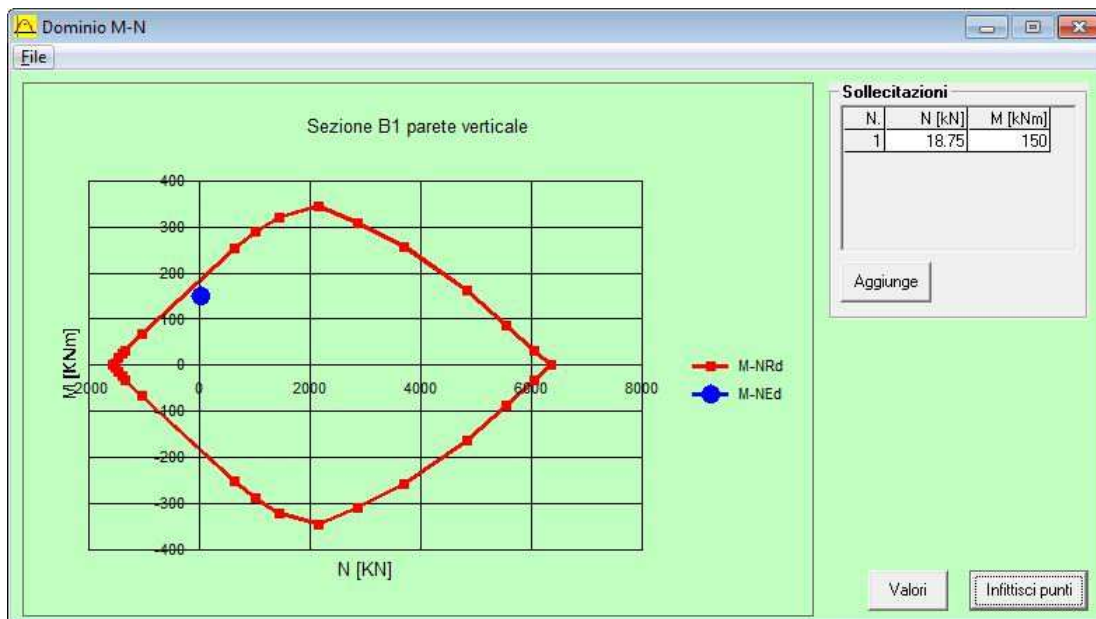
$\epsilon_c$  3.5 ‰

$\epsilon_s$  15.95 ‰

d 26 cm

x 4.679 x/d 0.1799

$\delta$  0.7



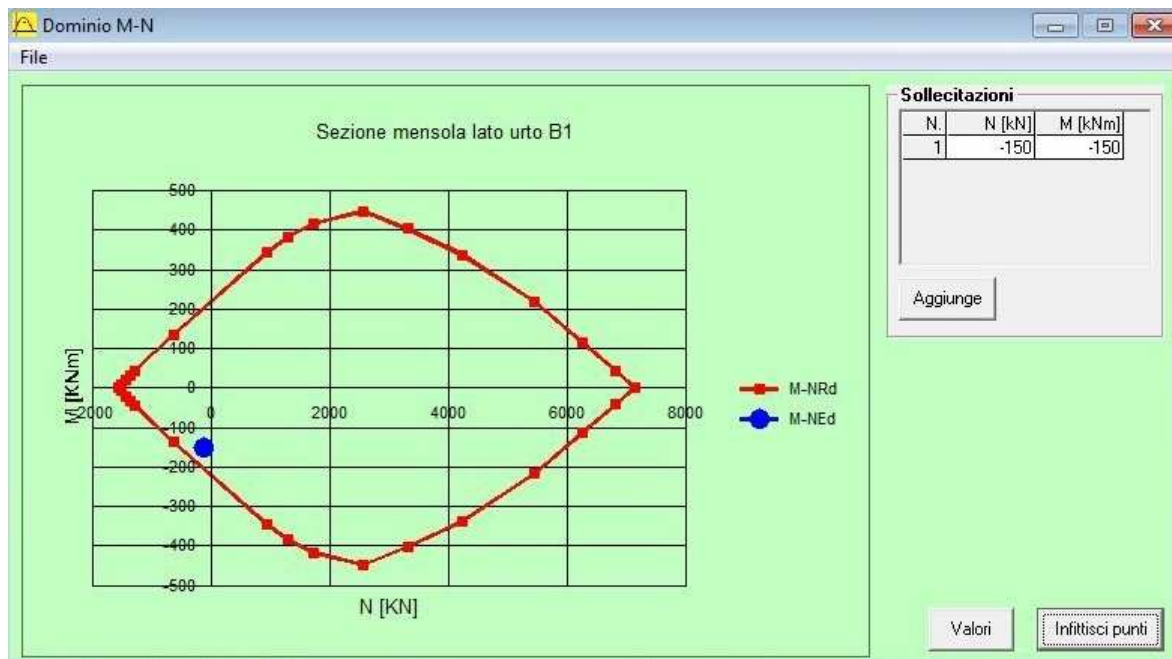
La verifica risulta soddisfatta.

#### 6.2.8.1.2 Verifica a taglio

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO					
N <sub>ed</sub>	18750	N			
V <sub>ed</sub>	150000	N			
b <sub>w</sub>	1000	mm	Larghezza minima della sezione		
h	300	mm	Altezza sezione		
d	260	mm	Altezza utile sezione		
k	1.8771				
v <sub>min</sub>	0.4763				
	20.11				
A <sub>sl</sub>	2011	cm <sup>2</sup>	Armatura longitudinale tesa		
ρ <sub>1</sub>	0.0077		Rapporto geometrico di armatura longitudinale		
σ <sub>cp</sub>	0.0625		Tensione media di compressione nella sezione		
V <sub>rd minimo</sub>	126271	N			
V <sub>rd</sub>	165679	N			
	OK		Condizione di verifica valore minimo		
V <sub>ed</sub> =	150000	N	<	V <sub>rd</sub> =	165679 N
Verifica soddisfatta					

La verifica risulta pertanto soddisfatta.





La verifica risulta soddisfatta.

#### 6.2.9.1.2 Verifica a taglio

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO					
SEZIONE MENSOLA FONDAZIONE B1					
$N_{ed}$	150000	N			
$V_{ed}$	18750	N			
$b_w$	1000	mm	Larghezza minima della sezione		
$h$	300	mm	Altezza sezione		
$d$	260	mm	Altezza utile sezione		
$k$	1.8771				
$v_{min}$	0.4763				
	20.11				
$A_{sl}$	2011	mm <sup>2</sup>	Armatura longitudinale tesa		
$\rho_1$	0.0077		Rapporto geometrico di armatura longitudinale		
$\sigma_{cp}$	0.5		Tensione media di compressione nella sezione		
$V_{rd\ minimo}$	143333	N			
$V_{rd}$	182742	N			
	OK		Condizione di verifica valore minimo		
$V_{ed} =$	18750	N	<	$V_{rd} =$	182742 N
Verifica soddisfatta					

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

### 6.2.9.1.3 Verifica a taglio in corrispondenza del palo

La reazione del palo singolo nella soletta di fondazione lato strada nelle due condizioni, può indurre forze di taglio che possono provocare il distacco del calcestruzzo in corrispondenza del palo stesso.

Si riportano le verifiche a taglio:

- la prima con direzione ortogonale al palo su un'altezza di sezione di 45 cm

$$V_{ed}=100 \cdot 1.5 \cdot 0.75=112.5 \text{ kN}$$

ipotizzando un'armatura di 3  $\phi 20$

ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)					
SEZIONE MENSOLA DI FONDAZIONE LATO VIA ABEGG TAGLIO LATERALE					
$N_{ed}$	0 N				
$V_{ed}$	112500 N				
$b_w$	750 mm	Larghezza minima della sezione			
$h$	450 mm	Altezza sezione			
$d$	410 mm	Altezza utile sezione			
$c$	40 mm	Copriferro			
$k$	1.6984				
$v_{min}$	0.4099				
	9.42 cm <sup>2</sup>				
$A_{sl}$	942 mm <sup>2</sup>	Armatura longitudinale tesa			
$\rho_1$	0.0031	Rapporto geometrico di armatura longitudinale			
$\sigma_{cp}$	0	Tensione media di compressione nella sezione			
$V_{rd \text{ minimo}}$	126056 N				
$V_{rd}$	128291 N				
	OK	Condizione di verifica valore minimo			
$V_{ed}=$	112500 N	<	$V_{rd}=$	128291 N	
Verifica soddisfatta					

- la seconda nella direzione del palo stesso sull'altezza di sezione pari a 35 cm

$$V_{ed}=21.54/0.2=107.70 \text{ kN}$$

ipotizzando un'armatura di 3  $\phi 20$



ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)						
SEZIONE MENSOLA DI FONDAZIONE LATO VIA ABEGG TAGLIO VERTICALE						
$N_{ed}$	0	N				
$V_{ed}$	107700	N				
$b_w$	750	mm	Larghezza minima della sezione			
$h$	350	mm	Altezza sezione			
$d$	310	mm	Altezza utile sezione			
$c$	40	mm	Copriferro			
$k$	1.8032					
$v_{min}$	0.4485					
	9.42	cm <sup>2</sup>				
$A_{sl}$	942	mm <sup>2</sup>	Armatura longitudinale tesa			
$\rho_1$	0.0041		Rapporto geometrico di armatura longitudinale			
$\sigma_{cp}$	0		Tensione media di compressione nella sezione			
$V_{rd\ minimo}$	104266	N				
$V_{rd}$	113044	N				
	OK		Condizione di verifica valore minimo			
$V_{ed} =$	107700	N	<	$V_{rd} =$	113044	N
			Verifica soddisfatta			

## 7. SOVRALZO MURO ESISTENTE IN SPONDA SINISTRA A2

In sponda sinistra a monte del ponte Briançon, verrà realizzato il sovrалzo dell'esistente muro di spalla dell'attraversamento per un'altezza minima di 0.5 m e massima 1.9 m. Lo spessore del muro è pari 0.8 m.

Ai fini dei calcoli l'elemento è stato schematizzato come una trave incastrata alla base, di altezza 1.9 m e di base 1.0 m, soggetta all'azione dell'acqua sul lato della Dora.

Le analisi sono state condotte al fine della verifica a taglio per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NTC 2008).

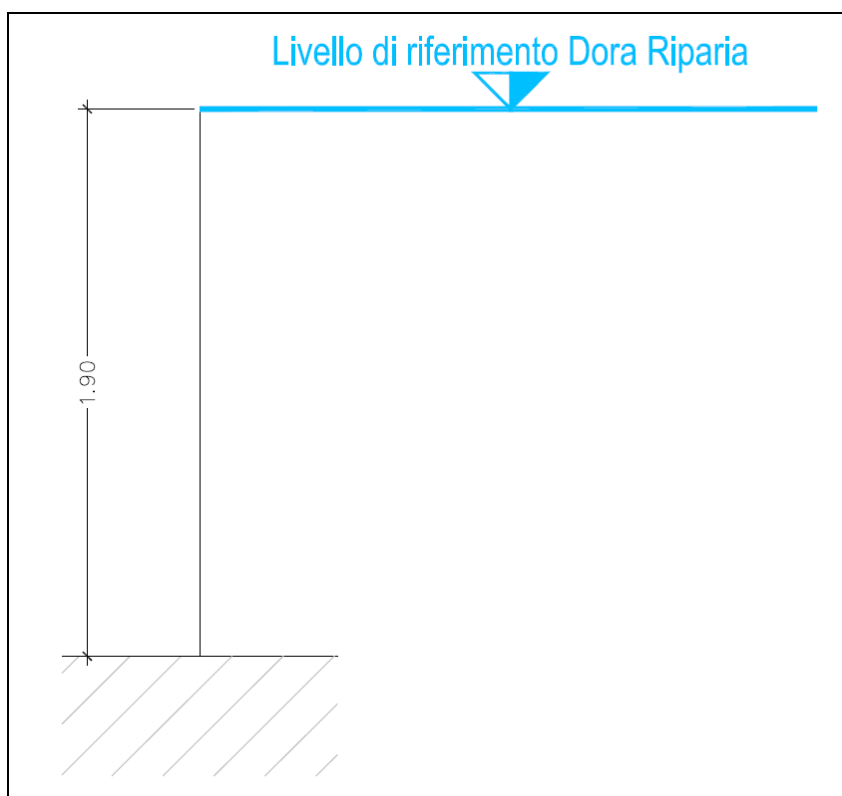


Figura 7.1: Schema geometrico e di carico sezione A2

I valori delle sollecitazioni, compresi del coefficiente  $\gamma_F$  1.5, si riassumono in:

$$T_d = 27 \text{ kN}$$

$$M_d = 34 \text{ kNm}$$

$$N_d = 57 \text{ kN}$$

La resistenza al taglio si valuta con:

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

dove

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

da cui risulta, adottando un'armatura di  $\phi 20/10''$ , una resistenza al taglio di 320 kN, ben superiore al valore del taglio agente  $N_d$ .

La lunghezza di ancoraggio dell'armatura nel muro esistente è stata valutata sulla base dell'Euro Codice 2 che al paragrafo 5.2.2.3, la definisce come *"la lunghezza rettilinea necessaria per ancorare una barra soggetta alla forza  $f_{yd} \times A_s$  avendo assunto una tensione costante all'interfaccia acciaio-calcestruzzo pari a  $f_{bd}$ "*.

La relazione

$$l_d = \frac{f_{yd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}}$$

con  $f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$  e  $f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$  con  $\gamma_c = 1,5$  e  $\eta = 1$ .

La lunghezza di ancoraggio risulta pertanto pari a  $40\Phi$ , che nel nostro caso è pari a 80 cm.