

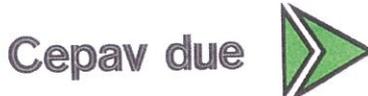
COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA **Tratta MILANO – VERONA**
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

RI86 – RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346

IN50Q09 – MURO DI SOSTEGNO IN SX

RELAZIONE DI CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Toranta) Data: <u>29 MAG 2020</u>	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	C L	R I 8 6 0 2	0 0 1	A

PROGETTAZIONE					
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data
A	Emissione	GUIARTE	10/07/19	AIELLO	10/07/19
B					
C					



CIG: 751447334A

File: INOR12EE2CLR8602001A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di ploggingio ITALFERR S.p.A. ALBA s.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL R186 02 001Rev.
AFoglio
2 di 63**INDICE**

1.	INTRODUZIONE	6
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3.	CRITERI DI CALCOLO	8
3.1.	CRITERI DI ANALISI	8
3.2.	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	8
3.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	11
3.3.1.	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	11
3.3.2.	<i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	12
4.	CRITERI DI VERIFICA	13
5.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
5.1.	CALCESTRUZZO PER MAGRONE	14
5.2.	CALCESTRUZZO	14
5.3.	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	15
5.4.	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	15
5.5.	COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	15
6.	PARAMETRI SISMICI	16
7.	PARAMETRI GEOTECNICI	17
8.	ANALISI STRUTTURALE	18
8.1.	RISPETTO DEL CAPITOLO 10.2 DEL D.M. 14.01.2008	18
8.2.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	19
8.3.	ANALISI DEI CARICHI	19
8.3.1.	<i>Peso proprio strutture (Load 1)</i>	19
8.3.2.	<i>Spinta del terreno (Load 2)</i>	19
8.3.3.	<i>Spinta dell'acqua (Load 3)</i>	20
8.3.4.	<i>Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (Load 4)</i>	20
8.3.1.	<i>Azioni trasmesse dalla barriera antirumore (Load 5)</i>	21
8.3.2.	<i>Azioni sismiche (Load 6,7)</i>	22

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 CL R186 02 001Rev.
AFoglio
3 di 63

9.	COMBINAZIONI DI CARICO	24
9.1.1.	<i>Combinazioni SLU – Approccio 1 Combinazione 1</i>	24
9.1.2.	<i>Combinazioni SLU – Approccio 1 Combinazione 2</i>	25
9.1.3.	<i>Combinazioni SLE</i>	25
10.	CRITERI DI VERIFICA GLOBALE.....	26
10.1.1.	<i>Verifica a ribaltamento</i>	26
10.1.2.	<i>Verifica a scorrimento</i>	26
10.1.3.	<i>Verifica a carico limite</i>	26
11.	MURO A MENSOLA - H = 2.80M	27
11.1.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	27
11.2.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	28
11.2.1.	<i>Approccio 1 – Combinazione 1</i>	28
11.2.2.	<i>Approccio 1 – Combinazione 2</i>	28
11.2.3.	<i>Combinazione Quasi Permanente</i>	29
11.2.4.	<i>Combinazione Caratteristica</i>	29
11.3.	VERIFICHE GLOBALI.....	30
11.3.1.	<i>Verifica a scorrimento</i>	30
11.3.2.	<i>Verifica a ribaltamento</i>	30
11.3.3.	<i>Verifica a capacità portante</i>	30
11.4.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA	31
11.4.1.	<i>Fondazione</i>	31
11.4.1.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	32
11.4.1.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	33
11.4.1.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i>	34
11.4.2.	<i>Piedritto</i>	35
11.4.2.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	36
11.4.2.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	37
11.4.2.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i>	38
12.	MURO A MENSOLA - H = 3.50M	39
12.1.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	39

12.2.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	40
12.2.1.	<i>Approccio 1 – Combinazione 1</i>	40
12.2.2.	<i>Approccio 1 – Combinazione 2</i>	40
12.2.3.	<i>Combinazione Quasi Permanente</i>	41
12.2.4.	<i>Combinazione Caratteristica</i>	41
12.3.	VERIFICHE GLOBALI	42
12.3.1.	<i>Verifica a scorrimento</i>	42
12.3.2.	<i>Verifica a ribaltamento</i>	42
12.3.3.	<i>Verifica a capacità portante</i>	42
12.4.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA	43
12.4.1.	<i>Fondazione</i>	43
12.4.1.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	44
12.4.1.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	45
12.4.1.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i>	46
12.4.2.	<i>Piedritto</i>	47
12.4.2.1.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per flessione</i>	48
12.4.2.2.	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	49
12.4.2.3.	<i>Verifiche allo stato limite di esercizio</i>	50
13.	MURO A MENSOLA - H = 4.80M	51
13.1.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	51
13.2.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	52
13.2.1.	<i>Approccio 1 – Combinazione 1</i>	52
13.2.2.	<i>Approccio 1 – Combinazione 2</i>	52
13.2.3.	<i>Combinazione Quasi Permanente</i>	53
13.2.4.	<i>Combinazione Caratteristica</i>	53
13.3.	VERIFICHE GLOBALI	54
13.3.1.	<i>Verifica a scorrimento</i>	54
13.3.2.	<i>Verifica a ribaltamento</i>	54
13.3.3.	<i>Verifica a capacità portante</i>	54
13.4.	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA	55

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL R186 02 001

Rev.
A

Foglio
5 di 63

13.4.1. Fondazione	55
13.4.1.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione.....	56
13.4.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio	57
13.4.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio	58
13.4.2. Piedritto	59
13.4.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per flessione.....	60
13.4.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio	61
13.4.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio	62
14. RIFERIMENTI	63
14.1. DOCUMENTI REFERENZIATI.....	63
14.2. DOCUMENTI CORRELATI	63
14.3. DOCUMENTI SUPERATI.....	63

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è relativa al calcolo dei muri di sostegno facenti parte dell'opera denominata "RI86 – Rilevato colleg. QBSE-AV/AC da pk 109+134,000 a pk 110+543,346 – IN50Q09 – Muro di sostegno in SX", prevista nell'ambito dei lavori inerenti la linea A.V./A.C. TORINO – VENEZIA, tratta MILANO – VERONA, lotto funzionale Brescia – Verona, ubicati dalla pk 110+488,786 alla pk 110+543,346 della linea ferroviaria.

I muri a mensola, a sostegno del rilevato ferroviario QBSE/AC, sono costituiti da 6 conci.

I piedritti dei muri con sezione trasversale a "L", dopo un primo tratto di altezza 0.50m con spessore pari a 0.50m sono caratterizzati da pendenza lato terrapieno pari a 1/10.

Tutti i muri sono realizzati mediante getto in opera del calcestruzzo.

MURI A MENSOLA

(B = larghezza totale fondazione, b_{monte} = sbalzo a monte fondazione, L = lunghezza concio, h = altezza parete, S_p = spessore base parete, S_s = spessore fondazione)

	B [m]	b_{monte} [m]	Lmax [m]	h [m]	S_p [m]	S_s [m]
Conci 1÷3	3.50	2.28 ÷ 2.27	12.10	2.70 ÷ 2.80	0.72 ÷ 0.73	0.80
Conci 4	3.80	2.40	6.10	3.50	0.80	0.80
Conci 5	4.70	3.13	6.10	4.22	0.87	1.00
Conci 6	4.70	3.07	6.10	4.78	0.93	1.00

Le analisi strutturali vengono effettuate su strutture piane che descrivono una striscia larga 1.00m, secondo i criteri di calcolo di seguito descritti, ed individuando le sezioni di calcolo maggiormente significative per ciascuna tipologia di concio, denominate come segue:

- Muro a mensola tipo 1 – $h_{max} = 2.80m$, sp. Fondazione 80cm
- Muro a mensola tipo 2 – $h_{max} = 3.50m$, sp. Fondazione 80cm
- Muro a mensola tipo 3 – $h_{max} = 4.80m$, sp. Fondazione 100cm

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di un'opera di sostegno interrata, con applicazione della Normativa D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

L'opera, ubicata nel Comune di Calcinato (BS), ricade in zona sismica: verranno pertanto considerate anche le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/08.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili.

3. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

3.1. Criteri di analisi

L'analisi viene svolta analiticamente valutando l'entità dei carichi sollecitanti i piedritti e determinando i valori di sollecitazione nelle sezioni di interesse.

3.2. Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non strutturali, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1 delle N.T.C., i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del sisma subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

In merito alle opere interrato di cui trattasi, nel rispetto del punto § 7.9.2. delle N.T.C., essendo il muro un'opera di sostegno e rientrando tra le strutture che si muovono con il terreno (§ 7.9.2.1 delle N.T.C.), si può ritenere che la struttura debba mantenere sotto l'azione sismica un comportamento elastico; queste categorie di opere che si muovono con il terreno non subiscono le amplificazioni dell'accelerazione del suolo.

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento PVR in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la III.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t).

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle masse per la massima accelerazione attesa.

Nelle verifiche allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticali k_v possono essere valutati mediante le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g}; \quad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove : $a_{max} = S \times a_g = S_s \times S_t \times a_g$ (accelerazione massima attesa al sito);

g = accelerazione di gravità;

S_t = coefficiente di amplificazione topografica;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito di riferimento rigido.

Per muri in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume i valori sotto riportati:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_m	β_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

Per muri che non sono in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno in quanto vincolati orizzontalmente come ad esempio i muri ad "U", si assume $\beta_m = 1$.

La forza totale di progetto agente sulla struttura di contenimento dal lato del terrapieno, E_d , è calcolata come (EC8-5 par.7.3.2.1, EC8-5 Appendice E p.to E.3):

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \times H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

dove:

H = altezza del muro;

E_{ws} = la spinta statica dell'acqua;

E_{wd} = spinta idrodinamica dell'acqua;

γ^* = peso specifico del terreno;

K = coefficiente di spinta del terreno (statico + dinamico);

k_v = coefficiente sismico verticale.

Il punto di applicazione della forza dovuta alla spinta dinamica del terreno deve essere preso a metà altezza del muro, in assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la relativa rigidezza, il tipo di movimenti, e la massa relativa della struttura di contenimento.

Nel caso di muri che sono liberi di ruotare intorno al loro piede si può assumere che la forza dinamica agisca nello stesso punto di quella statica.

Il coefficiente di spinta del terreno viene calcolato con la formula di Mononobe e Okabe:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \cdot \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

valida per stati attivi con $\beta \leq \phi'_d - \theta$, oppure:

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

valida per stati attivi con $\beta > \phi'_d - \theta$,

dove:

ϕ'_d = valore di progetto dell'angolo di resistenza a taglio del terreno;

ψ e β = angoli di inclinazione rispetto all'orizzontale, rispettivamente della parete del muro rivolta a monte e della superficie del terrapieno;

δ_d = valore di progetto dell'angolo di attrito terreno-muro.

L'angolo θ e la pressione idrodinamica E_{ws} sono definiti in funzione del livello di falda e della natura dei terreni; si distinguono i seguenti 4 casi:

- Rilevato asciutto

$$\gamma^* = \gamma_d$$

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

$$E_{wd} = 0$$

- Rilevato saturo a grana fine

$$\gamma^* = \gamma_d'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma^* k_h}{\gamma_d' (1 \pm k_v)}$$

$$E_{wd} = 0$$

- Rilevato saturo a grana grossa

$$\gamma^* = \gamma_d'$$

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

$$E_{wd} = 7/12 \times k_h \gamma_w H^2 \text{ con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

- Rilevato parzialmente immerso

$$\gamma_v^* = \gamma' \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno a grana fine} \\ \gamma_{\text{sat}} \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 + \gamma_d \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] & \text{se terreno a grana grossa} \end{cases}$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^* k_h}{\gamma_v^* 1 \pm k_v}$$

E_{wd} associato al tipo di terreno presente a tergo del muro.

La componente idrodinamica è considerata con la seguente distribuzione di pressione:

$$q_{wd}(z) = \pm 7/8 k_h \gamma_w (H'z)^{0.5}$$

Le forze inerziali, dovute alla massa m degli elementi strutturali e non strutturali sono valutate come:

$$F_I = m \times k_h$$

L'azione sismica è quindi rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, ottenute combinando alternativamente la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

Per la determinazione di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai sovraccarichi da traffico.

3.3. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle N.T.C..

3.3.1. Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

- combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
- combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (γ_M), si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C., mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limiti ultimi (γ_R) si fa riferimento alla tabella 6.5.I delle N.T.C..

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

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

- Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

3.3.2. Combinazioni per la verifica allo SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Quasi permanente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Frequente $\Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$
- Rara $\Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$



4. CRITERI DI VERIFICA

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

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

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in cls inclinato di 45° e staffe verticali.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta $M_{cr} < M_{Ed}$ la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive: $w_k \leq w_3 = 0.20\text{mm}$
- condizioni ambientali ordinarie: $w_k \leq w_3 = 0.30\text{mm}$

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$;
- combinazione Rara $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$.

5. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

5.1. Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

5.2. Calcestruzzo

Per la realizzazione delle fondazioni dei muri, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ($R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.69 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 9.96 \text{ N/mm}^2$

Per la realizzazione delle elevazioni dei muri, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica) $\rightarrow f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione $\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico $\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione $\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media $\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione $\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.169 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.446 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente) $\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \text{ N/mm}^2$

5.3. Acciaio per cemento armato

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

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 $\rightarrow f_{yk} \geq 450$ N/mm²
- Tensione caratteristica a rottura $\rightarrow f_{tk} \geq 540$ N/mm²
- Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara) $\rightarrow \sigma_s = 0.75 * f_{yk} = 337.50$ N/mm²
- Fattore di sicurezza acciaio $\rightarrow \gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm²

5.4. 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 quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4 + XF1

5.5. Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine 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: $c_{nom} = c_{min} + h$.

Considerate le condizioni ambientali dell'opera e le classi di resistenza del calcestruzzo, si adotta un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 40$ mm per la fondazione e pari a $c_{nom} = 50$ mm e per l'elevazione.

6. PARAMETRI SISMICI

Le azioni sismiche impiegate sono rappresentative del territorio Comunale dove è ubica l'opera e risultano maggiori rispetto ai valori calcolati considerando le coordinate geografiche.

L'opera ricade nel comune di Calcinato in provincia di Brescia.

I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV (TR=1424 anni) sono i seguenti:

$$a_g = 0.230g$$

$$a_{gv} = 0.149g;$$

$$F_0 = 2.476;$$

$$T^*_c = 0.281 s;$$

Per quanto riguarda il sottosuolo su cui insiste l'opera, si assume che ricada in categoria sismica "B" e categoria topografica "T1". Il coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_s = 1.173$$

$$S_T = 1.0$$

L'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{\max} (\text{SLV}) = S a_g = 1.173 \times 1.00 \times 0.230 g = 0.270 g$$

In base al valore dell'accelerazione ed alla categoria sismica del sottosuolo, il valore del parametro β_m è pari a:

$$\beta_m = 0.31 \quad \text{per muri a mensola.}$$

si ottiene:

$$k_h = 0.0836$$

$$k_v = 0.0418$$

7. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da rilevato, sono:

- $\Phi'_k = 38^\circ$
- $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, in base alle caratteristiche geotecniche riportate nello specifico documento Rif. [1], si assumono i seguenti parametri:

- $\Phi'_k = 36^\circ$
- $\gamma_m = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma' = 9 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$
- $k_w = 5000 \text{ kN/m}^3$

8. ANALISI STRUTTURALE

8.1. Rispetto del capitolo 10.2 del D.M. 14.01.2008

Nel rispetto di quanto indicato al capitolo 10.2 delle NTC, si riportano le seguenti precisazioni:

- *Tipo di analisi svolta*

Trattandosi di opera geotecnica la determinazione delle sollecitazioni sia in campo statico che in campo sismico è stata svolta mediante analisi statica lineare secondo le teorie classiche della Scienza delle Costruzioni, trascurando le eventuali capacità dissipative della struttura ($q=1$) e sfruttando il principio di sovrapposizione degli effetti; l'analisi strutturale è stata svolta mediante il codice di calcolo "Muro" v 2.5 sviluppato dal prof. Ing. Piero Gelfi. Il software determina le spinte attive sull'opera di sostegno mediante il metodo di Coulomb. Il calcolo delle sollecitazioni strutturali viene svolto per via analitica secondo le usuali formule della Scienza delle Costruzioni.

La verifica delle sezioni è stata svolta mediante calcolo dei valori di sollecitazione resistente allo SLU e mediante determinazione delle tensioni sui materiali o dell'ampiezza delle fessure per le verifiche agli SLE. Le operazioni di calcolo dei valori resistenti sono sviluppate mediante metodo analitico con l'ausilio di fogli di calcolo autoprodotti per automatizzare la procedura.

Le combinazioni di carico considerate per ciascuno stato limite sono riportate in forma tabellare nei capitoli specifici.

- *Origine e Caratteristiche dei codici di Calcolo*

L'analisi strutturale è stata svolta mediante il codice di calcolo freeware "Muro" v 2.5 sviluppato dal prof. Ing. Piero Gelfi.

- *Affidabilità dei codici utilizzati*

Riguardo il codice impiegato è disponibile al link http://gelfi.unibs.it/software/programmi_studenti.html la validazione del software.

- *Informazioni generali sull'elaborazione*

Sono stati eseguiti i seguenti controlli relativi al calcolo svolto mediante software "Muro":

- controllo della rispondenza dei risultati ottenuti mediante confronto con altri casi analoghi
- controllo visivo dei carichi e dei parametri geotecnici applicati sulle schermate di output del software

- *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati:*

Le verifiche svolte in corso di analisi, riassunte precedentemente, consentono l'individuazione di eventuali errori grossolani di modellazione geometrica o di modellazione, applicazione e combinazione dei carichi.

Le verifiche strutturali svolte in via analitica secondo la formulazione classiche della Scienza delle Costruzioni, escludono la possibilità di errori numerici di calcolo.

8.2. Modellazione strutturale

L'analisi della struttura è stata condotta attraverso la procedura analitica con riferimento ad una porzione di lunghezza unitaria.

8.3. Analisi dei carichi

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

Le condizioni elementari di carico di seguito determinate saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

- calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$
- rilevato: $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- ricoprimento: $\gamma_{ric} = 20 \text{ kN/m}^3$

8.3.1. Peso proprio strutture (Load 1)

- parete $S_s \times \gamma_{c.a.}$
- soletta $S_s \times \gamma_{c.a.}$

8.3.2. Spinta del terreno (Load 2)

La spinta delle terre è calcolata con la teoria di Coulomb, ricercando per tentativi il prisma di massima spinta, tenendo conto anche delle forze d'inerzia agenti sul prisma per effetto del sisma. Lo schema di calcolo è basato sull'ipotesi di fondazione rigida e superficie di rottura piana passante per il piede del muro.

La spinta statica dovuta alla presenza del terrapieno è data da:

$$S_{st} = \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times K_a$$

in cui:

γ_t = peso specifico del terreno;

H = altezza del muro dalla base della fondazione;

K_a = coefficiente di spinta attiva valutato tramite la seguente espressione (Muller-Breslau):

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \times \cos(\beta + \delta) \times \left(1 + \left(\frac{\sin(\delta + \phi) \times \sin(\phi - i)}{\cos(\beta + \delta) \times \cos(\beta - i)} \right)^{\frac{1}{2}} \right)^2}$$

avendo indicato con:

β = angolo che il paramento interno forma con la verticale;

ϕ = angolo di attrito interno del terreno;

δ = angolo di attrito terra-muro;

i = inclinazione del terreno a tergo del muro.

Tale spinta è applicata a $1/3 H$.

8.3.3. Spinta dell'acqua (Load 3)

Nel caso in cui la falda interessi i piedritti dei muri, la pressione orizzontale alla generica profondità z da piano campagna è calcolata come:

$$u(z) = 0 \quad (\text{per } z \leq z_1)$$

$$u(z) = \gamma_w (z - z_1) \quad (\text{per } z > z_1)$$

con z_1 profondità della falda da piano campagna.

Per i casi in esame non si considera la presenza della falda.

8.3.4. Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (Load 4)

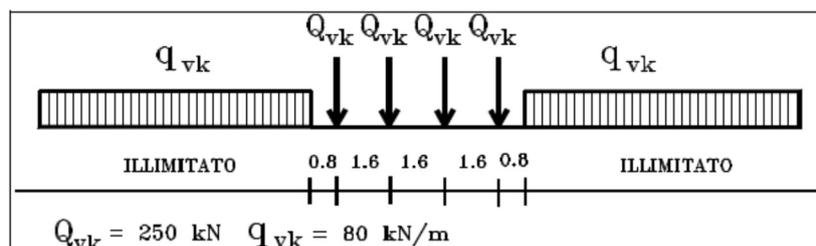
I carichi ferroviari sono applicati a tergo del muro mediante la modellazione del rilevato e del ballast e l'applicazione delle pressioni trasmesse all'intradosso dalle traversine di larghezza 2.60m.

Calcolo del sovraccarico accidentale dovuto ai convogli:

In considerazione di quanto detto precedentemente in merito alla diffusione dei carichi e alle pressioni sui piedritti, si considera una larghezza di diffusione dei sovraccarichi accidentali dovuti ai due convogli sostenuti dalla struttura, pari a 2.60m.

Treno LM71

Il treno LM71 è schematizzato da quattro assi da 250 kN su una lunghezza di 6.4m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una lunghezza illimitata.



Treno di carico LM71

SI considerano i quattro assi ripartiti su una lunghezza pari a 6.40m e una larghezza pari a $13.00/2 = 6.50m$

Tutti i valori dei carichi suddetti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " α ", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.).

Modello di carico	Coefficiente " α "
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

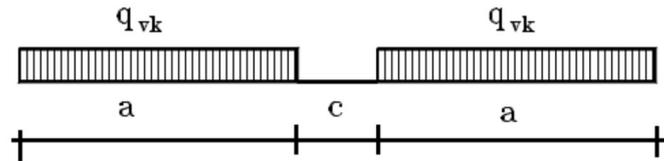
Coefficiente di adattamento " α " in funzione del modello di carico

Il carico equivalente distribuito relativo ai quattro assi vale:

$$q_{\text{equi}} = 1.1 \times 250 \times 4 / (2.60 \times 6.40) = \mathbf{66.10 \text{ kN/m}^2}$$

Treno SW/2

Viene schematizzato da un carico uniformemente ripartito



Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata nella figura sopra riportata e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 va considerato solo per travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Treno di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Caratteristiche Treno di Carico SW

Per i manufatti scatolari in oggetto non si prende in considerazione il treno SW/0.

$$q_{vk} = 150 \text{ kN/m}$$

$$q = q_{vk} / L_d = 150 / 2.60 = \mathbf{57.69 \text{ kN/m}^2}$$

Poiché il sovraccarico accidentale dovuto al treno di carico SW2 è inferiore a quello del treno LM71, si considera agente solamente il treno di carico LM71.

A ridosso della parete, si considera inoltre la presenza di un sovraccarico accidentale pari a 20 kN/m^2 .

In condizioni sismiche, il sovraccarico accidentale si considera pari al 20% di quello in condizioni statiche.

8.3.1. Azioni trasmesse dalla barriera antirumore (Load 5)

In accordo con quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.2.2.1.1, per quanto riguarda i ponti ferroviari è necessario prevedere le azioni associate all'introduzione di barriere antirumore.

Si prevede l'installazione di una barriera antirumore di altezza 6.00m da piano ferro, ovvero 6.80m da testa muro.

Su tali elementi agiscono sia gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari, definiti al punto 5.2.2.7, sia l'azione del vento, definita al punto 5.2.2.5.1.

Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche, in riferimento al caso di superfici verticali parallele al binario, per una distanza $a_g = 4.30 \text{ m}$ ed una velocità di progetto $v = 300 \text{ km/h}$, si ottiene un valore caratteristico dell'azione pari a:

$$q_k = \mathbf{0.65 \text{ kPa}}$$

A favore di sicurezza, non vengono applicati i coefficienti riduttivi dipendenti dalla sagoma del treno.

Per quanto riguarda l'azione del vento, in riferimento al paragrafo 3.3 delle NTC, per una Zona 1, categoria di esposizione del sito IV e coefficiente di rugosità B, si ottiene:

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s} \quad (a_s = 116.40\text{m} < a_0 = 1000 \text{ m per la Zona 1})$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 0.5 \times 1.25 \text{ kg/m}^3 \times 25^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 = 390.62 \text{ N/m}^2$$

$$c_e (z_{\min} = 8\text{m}) = 1.634 \quad (k_r = 0.22; c_t = 1; z = 6.75\text{m} < z_{\min} = 8\text{m})$$

$$c_p = 0.8$$

$$c_d = 1.0$$

$$p_{\text{vento}} = 390.62 \times 1.634 \times 0.80 \times 1.00 = 510.62 \text{ N/m}^2 = \mathbf{0.51 \text{ kPa}}$$

Per quanto riguarda gli SLU, le azioni vengono combinate come indicato al punto 5.2.3.3.1, mentre per quanto riguarda gli SLE le azioni vengono combinate come indicato al punto 5.2.3.3.2 delle NTC.

I due carichi sono considerati come carichi secondari con applicazione dei coefficienti ψ_0 pari a 0.6 per l'azione del vento e 0.8 per la sovraspinta aerodinamica.

La pressione da adottare nel calcolo risulta quindi pari a: $0.51 \times 0.60 + 0.65 \times 0.80 = 0.826 \text{ kN/m}^2$

Considerando che la barriera ha un'altezza pari a 6.80m, l'azione caratteristica trasmessa in testa al piedritto è pari a:

$$M_{k,\text{barriera}} = 19.20 \text{ kN/m}$$

$$V_{k,\text{barriera}} = 5.63 \text{ kN/m}$$

8.3.2. Azioni sismiche (Load 6,7)

Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8-5, appendice E – “analisi semplificata per le strutture di contenimento” come esplicitato al capitolo 4 “Criteri di definizione dell'azione sismica”.

L'azione sismica totale sulla parete, dovuta alla spinta del terreno risulta pari a:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K(\theta) H^2 + E_{ws} + E_{wd}$$

con γ^* definito in precedenza in funzione della presenza della falda e del tipo di terreno, E_{ws} e E_{wd} rispettivamente pressione statica e sovrappressione idrodinamica dovuta alla presenza della falda.

La spinta complessiva E_d è composta da tre termini, ciascuno dei quali presenta un diverso punto di applicazione:

- Componente associata allo scheletro solido:
 - la spinta sismica totale dello scheletro solido ($S_{A,E}$) è data dalla somma della spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$) e l'incremento di spinta sismico (ΔS_A) calcolabile come $\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$. Nel caso dei muri ad “U” per i quali la parete non è in grado di compiere grandi rotazioni alla base, il sovraccarico sismico si considera applicato uniformemente sull'altezza della parete (Load 5).
- Componente idrostatica:
 - applicata analogamente al caso statico.
- Componente idrodinamica:
 - è applicata alla parete con la seguente distribuzione di pressioni: $q_{wd}(z) = \pm 7/8 k_h \gamma_w (H' \times z)^{0.5}$ con H' altezza della falda da asse soletta e z è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine al pelo

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL R186 02 001

Rev.
A

Foglio
23 di 63

libero dell'acqua. L'azione idrodinamica, se presente, è applicata con segno positivo sul piedritto di sinistra e con segno negativo su quello di destra.

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

- $f_h = p \times k_h$
- $f_v = p \times k_v$

con "p" peso proprio degli elementi strutturali.

9. COMBINAZIONI DI CARICO

Per i valori dei coefficienti parziali per le azioni si fa riferimento alla Tab. 6.2.I delle N.T.C., per i coefficienti Ψ per le azioni variabili si fa riferimento ai valori dello Schema 1 della Tab. 5.1.V delle N.T.C.:

Coeff. di combinazione: $\Psi_0 = 0,75$ $\Psi_1 = 0,75$ $\Psi_2 = 0,00$

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici sono ricavati dalla tabella 6.2.II delle N.T.C., mentre i coefficienti parziali sulle resistenze sono ricavati dalla Tabella 6.5.I delle N.T.C.

Le condizioni elementari di carico considerate sono di seguito riassunte:

Load	Carico
1	Peso cuneo di spinta
2	Peso zavorra
3	Peso proprio muro
4	Sovraccarico accidentale
5	Vento
6	Azioni sismiche – $k_v > 0$
7	Azioni sismiche – $k_v < 0$

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

I valori numerici riportati nelle colonne delle tabelle sotto riportate indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la combinazione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

9.1.1. Combinazioni SLU – Approccio 1 Combinazione 1

Si riportano di seguito tutte le combinazioni di carico corrispondenti all'Approccio 1 Combinazione 1; congruamente a questo approccio, le spinte delle terre sono considerate applicando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici M1, ed in particolare il coefficiente $\gamma_\phi = 1,00$ sull'angolo d'attrito, a cui corrisponde un coefficiente di spinta attiva $k_{a,M2} = 0,271$.

Combinazione			Peso cuneo di spinta	Peso zavorra	Peso proprio muro	Sovraccarico accidentale	Vento	Sisma ($k_v > 0$)	Sisma ($k_v < 0$)
			1	2	3	4	5	6	7
1	SLU	STR	1,3	1,0	1,3	1,5	1,5	0	0
2	SLU	STR	1,3	1,0	1,0	1,5	1,5	0	0
3	SLV	STR	1	1	1	0,2	0	1	0
4	SLV	STR	1	1	1	0,2	0	0	1

9.1.2. Combinazioni SLU – Approccio 1 Combinazione 2

Si riportano di seguito tutte le combinazioni di carico corrispondenti all'Approccio 1 Combinazione 2; congruamente a questo approccio, le spinte delle terre sono considerate applicando i coefficienti parziali per i parametri geotecnici M2, ed in particolare il coefficiente $\gamma_\phi = 1.25$ sull'angolo d'attrito, a cui corrisponde un coefficiente di spinta attiva $k_{a,M2} = 0.343$.

Combinazione			Peso cuneo di spinta	Peso zavorra	Peso proprio muro	Sovraccarico accidentale	Vento	Sisma ($k_s > 0$)	Sisma ($k_s < 0$)
			1	2	3	4	5	6	7
1	SLU	EQU	1.1	0.9	0.9	1.5	1.5	0	0
2	SLU	GEO	1	1	1	1.3	1.3	0	0
3	SLV	GEO	1	1	1	0.2	0	1	0
4	SLV	GEO	1	1	1	0.2	0	0	1

9.1.3. Combinazioni SLE

Combinazione			Peso cuneo di spinta	Peso zavorra	Peso proprio muro	Sovraccarico accidentale	Vento	Sisma ($k > 0$)	Sisma ($k < 0$)
			1	2	3	4	5	6	7
1	SLE	QP	1	0	0	0	0	0	0
3	SLE	CAR	1	1	1	1	1	0	0

10. CRITERI DI VERIFICA GLOBALE

10.1.1. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Si esclude, a favore di sicurezza, il contributo stabilizzante dovuto all'eventuale presenza di un sovraccarico accidentale sulla suola di monte.

10.1.2. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

$$\frac{F_s}{F_r} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

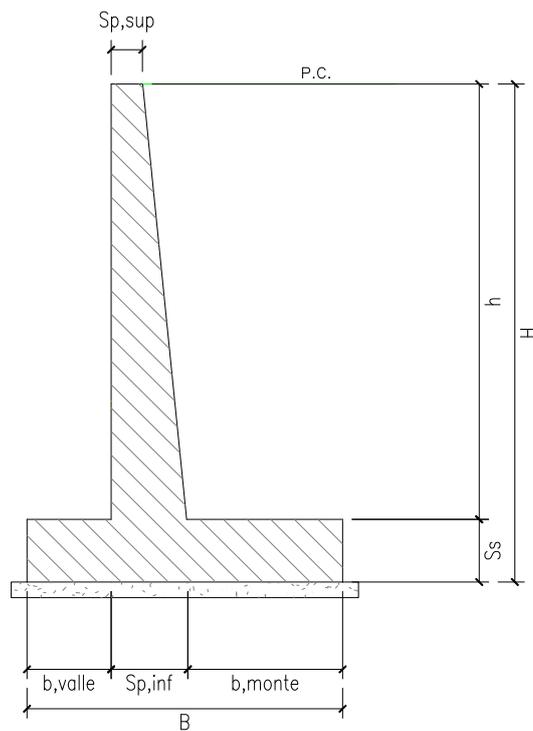
La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \times \text{tg} \delta_f + c_a B_f$$

Si esclude, a favore di sicurezza, il contributo nelle forze resistenti dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro, ed il contributo stabilizzante dovuta ad una eventuale porzione di sovraccarico accidentale che insiste sullo sbalzo di monte della fondazione.

10.1.3. Verifica a carico limite

Per i criteri di verifica al carico limite si rimanda a quanto indicato in Rif. [1].

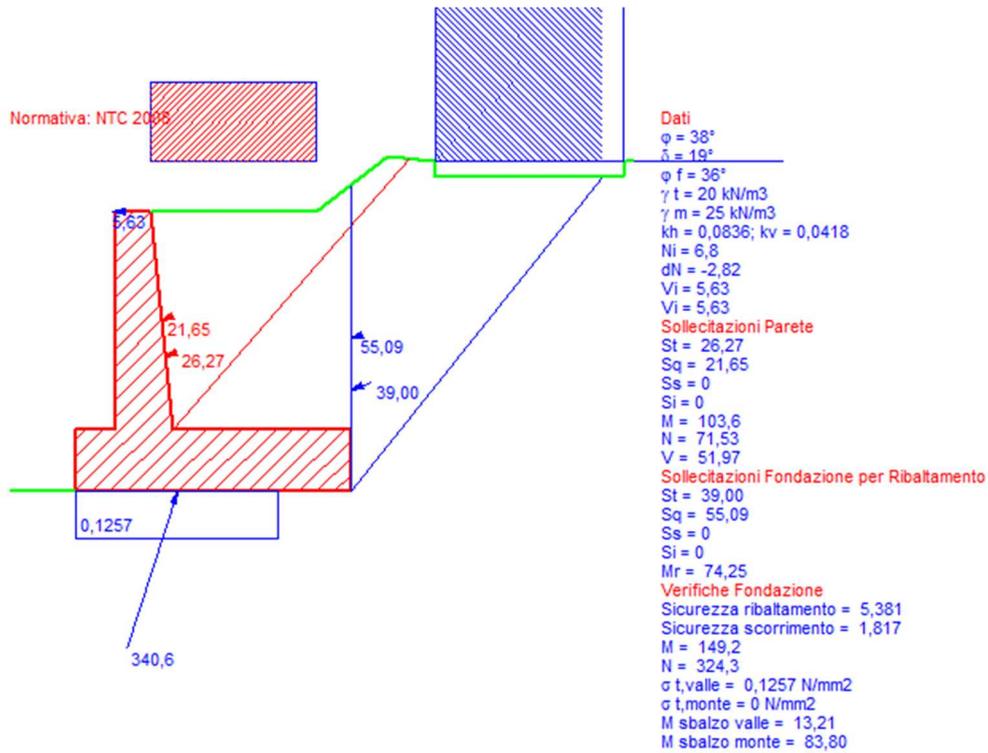
11. MURO A MENSOLA - H = 2.80m**11.1. Geometria della struttura**Dimensioni geometriche trasversali:

- B = 3.50 m
- b_{monte} = 2.27 m
- b_{valle} = 0.50 m
- h = 2.80 m
- H = 3.60 m
- $S_{p,sup}$ = 0.50 m
- $S_{p,inf}$ = 0.73 m
- S_s = 0.80 m

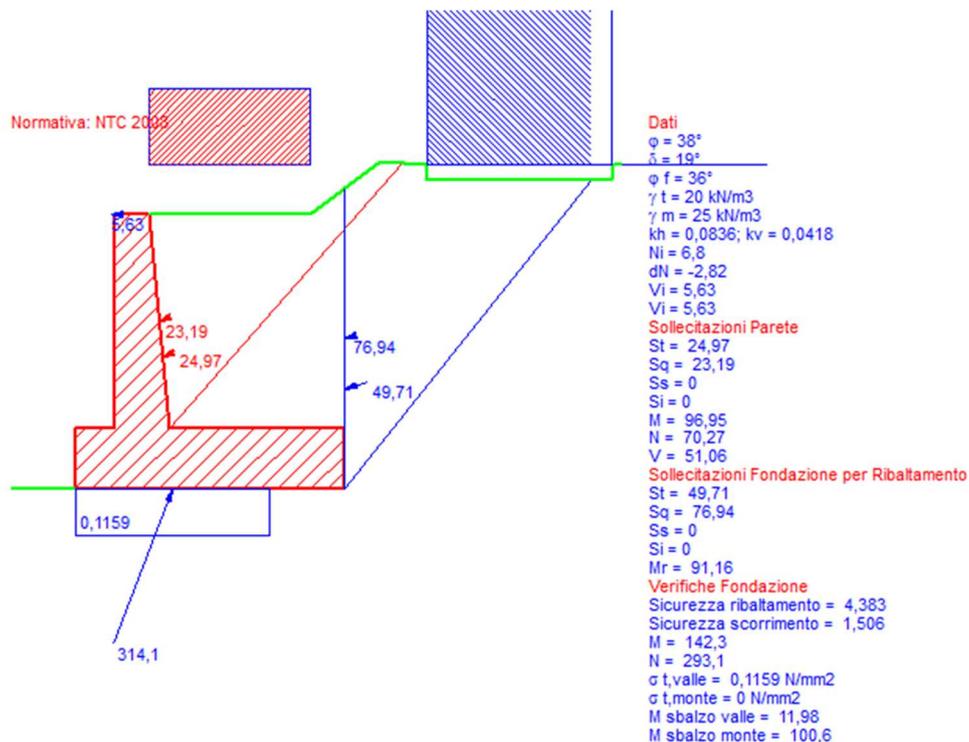
La falda si trova al di sotto del piano di fondazione dei muri e pertanto non interessa la struttura.

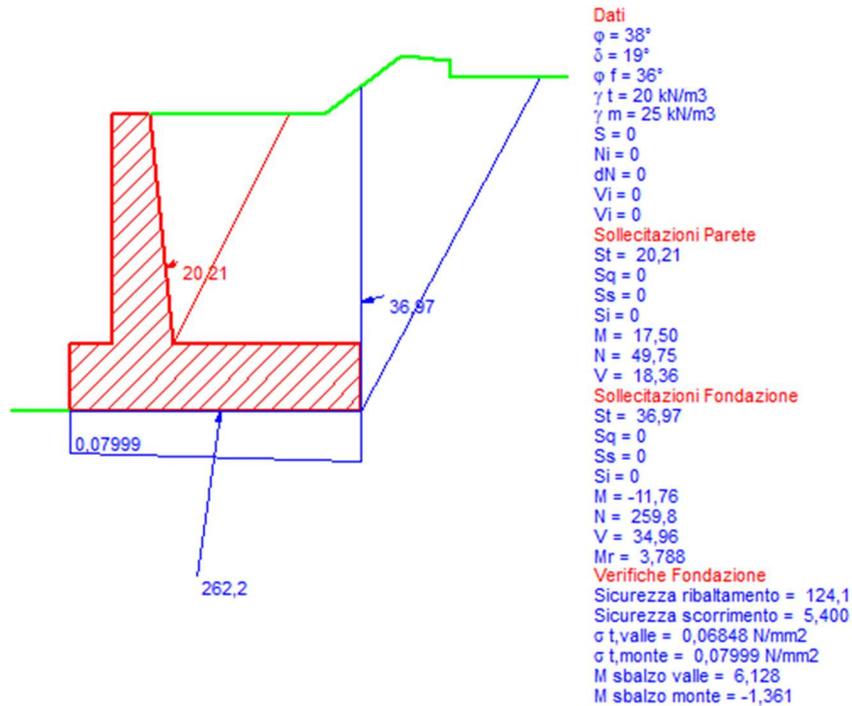
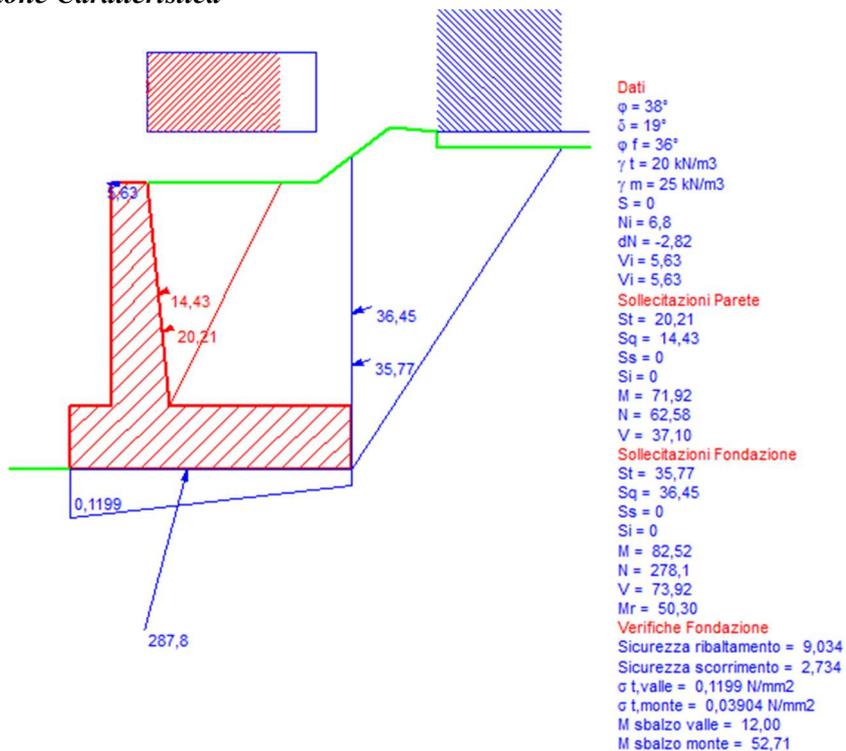
11.2. Calcolo delle sollecitazioni

11.2.1. Approccio 1 – Combinazione 1



11.2.2. Approccio 1 – Combinazione 2



11.2.3. Combinazione Quasi Permanente**11.2.4. Combinazione Caratteristica**



11.3. Verifiche globali

11.3.1. Verifica a scorrimento

Con la condizione più gravosa dell'Approccio 1 – Comb. 2, per quanto riguarda lo scorrimento, si ottiene:

$$V = 113.10 \text{ kN}$$

$$N = 293.10 \text{ kN}$$

$$\eta_s = N (\text{tg } \phi'_{d,M2}) / V = 1.506 > 1.0$$

La verifica risulta soddisfatta.

11.3.2. Verifica a ribaltamento

Con la condizione più gravosa dell'Approccio 1 – Comb. 2, per quanto riguarda il ribaltamento, si ha:

$$M_{r,d} = 91.16 \text{ kNm (momento ribaltante)}$$

$$M_{s,d} = 399.60 \text{ kNm (momento stabilizzante)}$$

$$\eta_R = M_{r,d} / M_{s,d} = 4.39 > 1.0$$

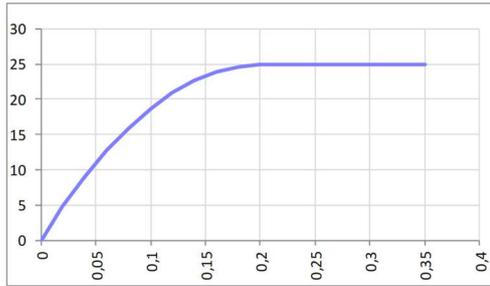
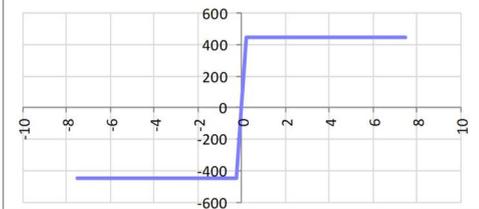
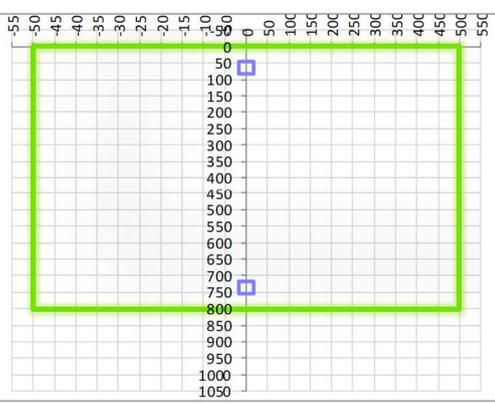
La verifica risulta soddisfatta.

11.3.3. Verifica a capacità portante

Per la verifica di capacità portante si rimanda allo specifico documento Rif. [1].

11.4. Verifiche di resistenza ultima

11.4.1. Fondazione

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C25/30			
R_{ck}	30,00 N/mm ²			
f_{ck}	24,90 N/mm ²			
f_{cm}	32,90 N/mm ²			
f_{ctm}	2,56 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	1,79 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,33 N/mm ²			
f_{ctm}	3,07 N/mm ²			
E_{cm}	31447,16 N/mm ²			
ϵ_{c2}	0,200 %			
ϵ_{c3}	0,175 %			
ϵ_{c4}	0,070 %			
ϵ_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
ϵ_{su}	7,500 %			
				
Coefficiente di omogenizzazione:				
n ,breve termine	6,06 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,13			
n ,lungo termine=	12,90 = E_s/E_{cm}			
n ,verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm} lungo termine			
n ,verifiche CAR	15,0 = E_s/E_{cm} breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	800 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
1	5	18	65	1272,345
2	5	18	735	1272,345
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
superiore	5	16	48	1005,3096
inferiore	5	16	752	1005,3096
				

11.4.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Classe calcestruzzo		C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	24,9 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	800 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm²]</i>
strato1		5	18	65	1272
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A _s	1272 mm ²			
Posizione della barra equivalente	c*	65 mm			

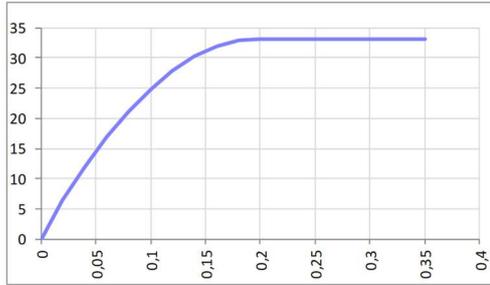
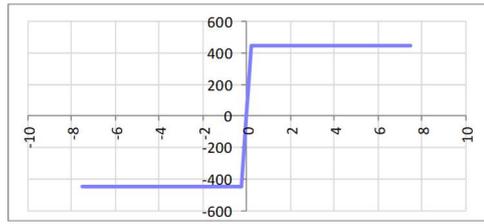
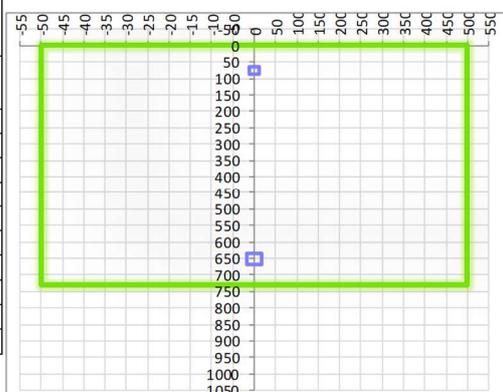
SOLLECITAZIONI		
Load Case		-
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}	0 kN
Taglio	V _{Ed}	52,86 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	735 mm
Coefficiente	k	1,52
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l	0,17%
Tensione assiale media	σ _{cp}	0,00 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}	2,82 N/mm ²
	v _{min}	0,33 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}	240,95 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}	240,95 kN
Verifica		0,22 <i>Verifica soddisfatta</i>

11.4.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)						
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Ordinarie							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	9,96	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	13,70	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w_d [mm]	w_{lim} [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	-	-	0,0	52,7	Msd<Mf	0,300	250,22	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm ²]	
Quasi permanente	-	-	0,0	6,1	-0,11	7,02	-0,89	Sezione parzializzata
Caratteristica	-	-	0,0	52,7	-0,95	60,41	-7,69	Sezione parzializzata

11.4.2. Piedritto

CARATTERISTICHE MATERIALI																																																								
Calcestruzzo:																																																								
Classe	C32/40																																																							
R_{ck}	40,00 N/mm ²																																																							
f_{ck}	33,20 N/mm ²																																																							
f_{cm}	41,20 N/mm ²																																																							
f_{ctm}	3,10 N/mm ²																																																							
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm ²																																																							
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm ²																																																							
f_{ctm}	3,72 N/mm ²																																																							
E_{cm}	33642,78 N/mm ²																																																							
ϵ_{c2}	0,200 %																																																							
ϵ_{c3}	0,175 %																																																							
ϵ_{c4}	0,070 %																																																							
ϵ_{cu}	0,350 %																																																							
n	2,000																																																							
tipo cemento	N																																																							
																																																								
Acciaio:																																																								
Classe	B450C																																																							
Tipologia comportamentale	EL-PL																																																							
$k = (f_t/f_{yk})_k$	1																																																							
f_{yk}	450 N/mm ²																																																							
f_{tk}	540 N/mm ²																																																							
E_s	200000 N/mm ²																																																							
ϵ_{su}	7,500 %																																																							
																																																								
Coefficiente di omogeneizzazione:																																																								
n, breve termine	5,66 = E_s/E_c																																																							
umidità relativa	75 %																																																							
giorno app. carico	15 giorni																																																							
periodo lungo termine	50 anni																																																							
coefficiente di viscosità	1,95																																																							
n, lungo termine =	11,05 = E_s/E_{cm}																																																							
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm} lungo termine																																																							
n, verifiche CAR	15,0 = E_s/E_{cm} breve termine																																																							
CARATTERISTICHE SEZIONE																																																								
Sezione:																																																								
B=	1000 mm																																																							
H=	730 mm																																																							
Armature:																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Pos.</th> <th>n° barre</th> <th>∅ mm</th> <th>y_i mm</th> <th>As mm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>5</td><td>12</td><td>76</td><td>565,48668</td></tr> <tr><td>2</td><td>5</td><td>18</td><td>651</td><td>1272,345</td></tr> <tr><td>3</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>4</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>5</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>7</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>8</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>9</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>10</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²	1	5	12	76	565,48668	2	5	18	651	1272,345	3				0	4				0	5				0	6				0	7				0	8				0	9				0	10				0	
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²																																																				
1	5	12	76	565,48668																																																				
2	5	18	651	1272,345																																																				
3				0																																																				
4				0																																																				
5				0																																																				
6				0																																																				
7				0																																																				
8				0																																																				
9				0																																																				
10				0																																																				
Armatura di ripartizione:																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Pos.</th> <th>n° barre</th> <th>∅ mm</th> <th>y_i mm</th> <th>As mm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>superiore</td><td>5</td><td>12</td><td>64</td><td>565,48668</td></tr> <tr><td>inferiore</td><td>5</td><td>12</td><td>666</td><td>565,48668</td></tr> </tbody> </table>	Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²	superiore	5	12	64	565,48668	inferiore	5	12	666	565,48668																																									
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²																																																				
superiore	5	12	64	565,48668																																																				
inferiore	5	12	666	565,48668																																																				

11.4.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Classe calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s	1,15

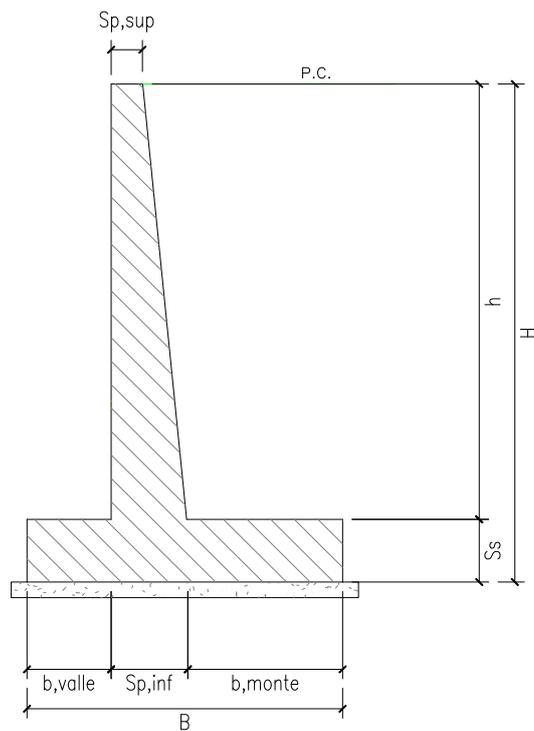
GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	730 mm			
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm ²]
strato1		5	12	76	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A _s	565 mm ²			
Posizione della barra equivalente	c*	76 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		-
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}	71,53 kN
Taglio	V _{Ed}	51,97 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	654 mm
Coefficiente	k	1,55
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l	0,09%
Tensione assiale media	σ _{cp}	0,10 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}	3,76 N/mm ²
	v _{min}	0,39 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}	264,87 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}	264,87 kN
Verifica		0,20 <i>Verifica soddisfatta</i>

11.4.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)							
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	Aggressive								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	Poco sensibile								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
Combinazione	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
Combinazione	n. combinazione	frame/nodo	N	M	w _d	w _{lim}	MO - Mf		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Caratteristica	-	-	62,6	71,9	Msd<Mf	0,200	255,97	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
Combinazione	n. combinazione	nodo	N	M	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Quasi permanente	-	-	49,8	17,5	-0,36	6,20	-4,09	Sezione parzializzata	
Caratteristica	-	-	62,6	71,9	-1,67	69,91	-13,98	Sezione parzializzata	

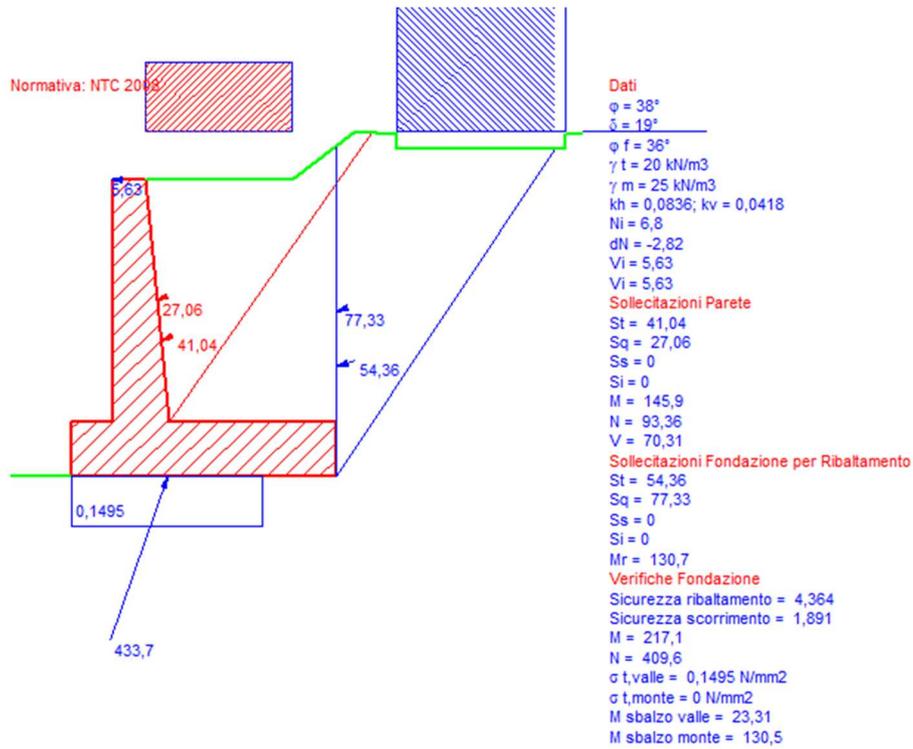
12. MURO A MENSOLA - H = 3.50m**12.1. Geometria della struttura**Dimensioni geometriche trasversali:

- B = 3.80 m
- b_{monte} = 2.40 m
- b_{valle} = 0.60 m
- h = 3.50 m
- H = 4.30 m
- $S_{p,sup}$ = 0.50 m
- $S_{p,inf}$ = 0.80 m
- S_s = 0.80 m

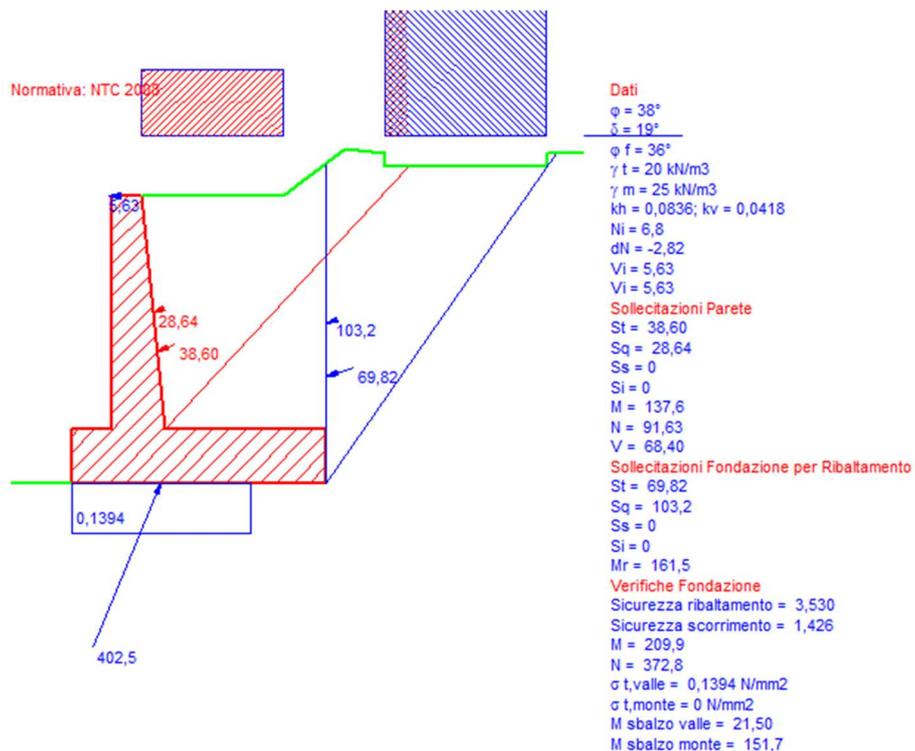
La falda si trova al di sotto del piano di fondazione dei muri e pertanto non interessa la struttura

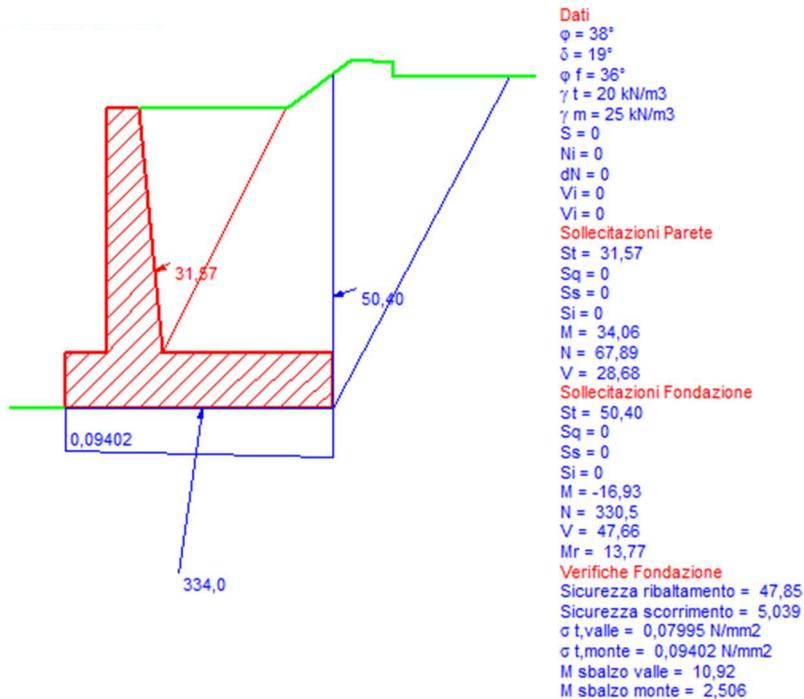
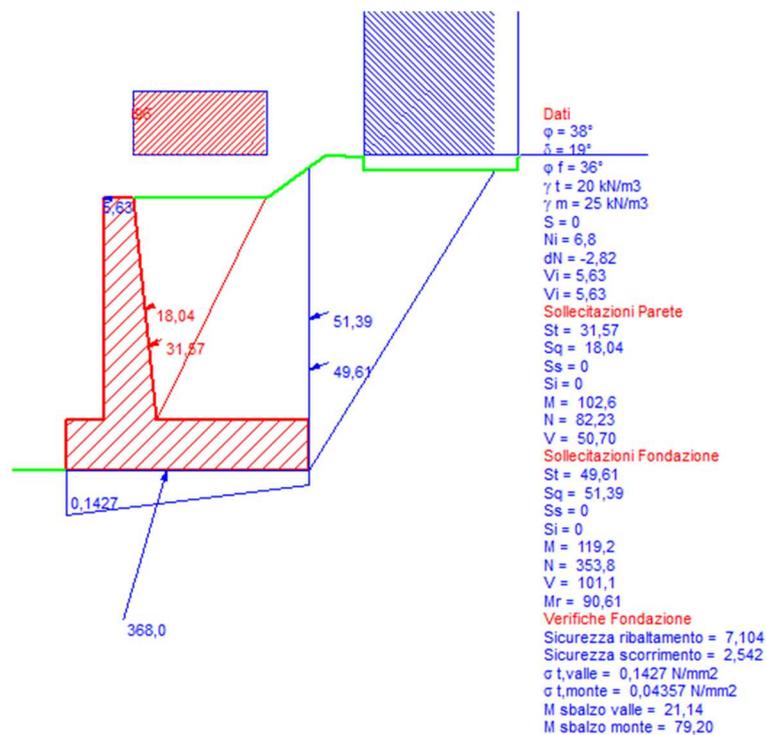
12.2. Calcolo delle sollecitazioni

12.2.1. Appoggio 1 – Combinazione 1



12.2.2. Appoggio 1 – Combinazione 2



12.2.3. Combinazione Quasi Permanente**12.2.4. Combinazione Caratteristica**

12.3. Verifiche globali**12.3.1. Verifica a scorrimento**

Con la condizione più gravosa dell'Approccio 1 – Comb. 2, per quanto riguarda lo scorrimento, si ottiene:

$$V = 116.50 \text{ kN}$$

$$N = 358.30 \text{ kN}$$

$$\eta_s = N (\text{tg } \phi'_{d,M2}) / V = 1.788 > 1.0$$

La verifica risulta soddisfatta.

12.3.2. Verifica a ribaltamento

Con la condizione più gravosa dell'Approccio 1 – Comb. 2, per quanto riguarda il ribaltamento, si ha:

$$M_{r,d} = 89.98 \text{ kNm (momento ribaltante)}$$

$$M_{s,d} = 686.30 \text{ kNm (momento stabilizzante)}$$

$$\eta_R = M_{r,d} / M_{s,d} = 7.626 > 1.0$$

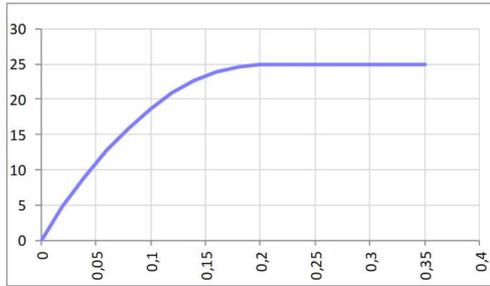
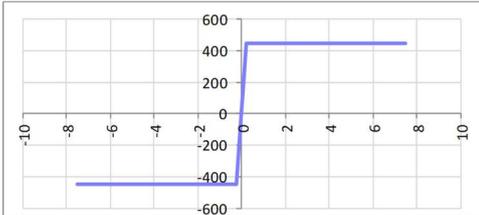
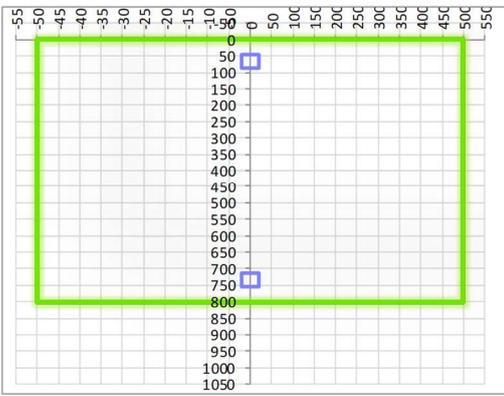
La verifica risulta soddisfatta.

12.3.3. Verifica a capacità portante

Per la verifica di capacità portante si rimanda allo specifico documento Rif. [1].

12.4. Verifiche di resistenza ultima

12.4.1. Fondazione

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C25/30			
R_{ck}	30,00 N/mm ²			
f_{ck}	24,90 N/mm ²			
f_{cm}	32,90 N/mm ²			
f_{ctm}	2,56 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	1,79 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,33 N/mm ²			
f_{ctm}	3,07 N/mm ²			
E_{cm}	31447,16 N/mm ²			
ϵ_{c2}	0,200 %			
ϵ_{c3}	0,175 %			
ϵ_{c4}	0,070 %			
ϵ_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
ϵ_{su}	7,500 %			
				
Coefficiente di omogenizzazione:				
n, breve termine	6,06 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,13			
n, lungo termine =	12,90 = E_s/E_{cm}			
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm} lungo termine			
n, verifiche CAR	15,0 = E_s/E_{cm} breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	800 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
1	5	20	66	1570,7963
2	5	20	734	1570,7963
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
superiore	5	16	48	1005,3096
inferiore	5	16	752	1005,3096
				

12.4.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R_{ck}	30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	24,9 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ_c	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ_s	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	800 mm			
Barre tese		numero barre	diámetro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm ²]
strato1		5	20	66	1571
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A_s	1571 mm ²			
Posizione della barra equivalente	c^*	66 mm			

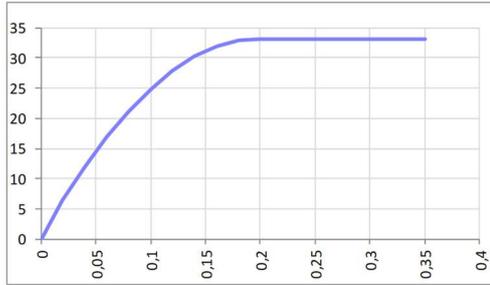
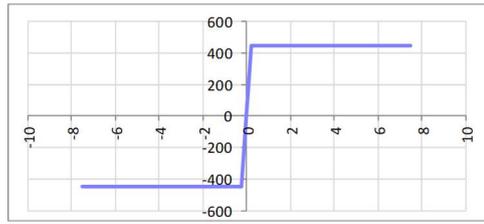
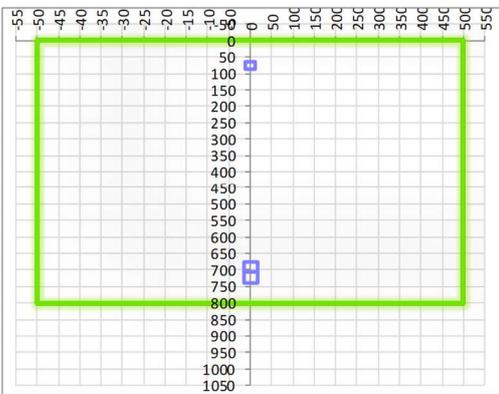
SOLLECITAZIONI		
Load Case		-
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N_{Ed}	0 kN
Taglio	V_{Ed}	77,7 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	734 mm
Coefficiente	k	1,52
Rapporto di armatura longitudinale	ρ_l	0,21%
Tensione assiale media	σ_{cp}	0,00 N/mm ²
	$0.2 \times f_{cd}$	2,82 N/mm ²
	v_{min}	0,33 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	240,70 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}	240,70 kN
Verifica		0,32 <i>Verifica soddisfatta</i>

12.4.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)						
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Ordinarie							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	9,96	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	13,70	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w _d [mm]	w _{lim} [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	-	-	0,0	79,2	Msd<Mf	0,300	255,40	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm ²]	
Quasi permanente	-	-	0,0	10,9	-0,18	10,21	-1,52	Sezione parzializzata
Caratteristica	-	-	0,0	79,2	-1,30	74,05	-11,04	Sezione parzializzata

12.4.2. Piedritto

CARATTERISTICHE MATERIALI																																																								
Calcestruzzo:																																																								
Classe	C32/40																																																							
R_{ck}	40,00 N/mm ²																																																							
f_{ck}	33,20 N/mm ²																																																							
f_{cm}	41,20 N/mm ²																																																							
f_{ctm}	3,10 N/mm ²																																																							
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm ²																																																							
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm ²																																																							
f_{ctm}	3,72 N/mm ²																																																							
E_{cm}	33642,78 N/mm ²																																																							
ϵ_{c2}	0,200 %																																																							
ϵ_{c3}	0,175 %																																																							
ϵ_{c4}	0,070 %																																																							
ϵ_{cu}	0,350 %																																																							
n	2,000																																																							
tipo cemento	N																																																							
																																																								
Acciaio:																																																								
Classe	B450C																																																							
Tipologia comportamentale	EL-PL																																																							
$k = (f_t/f_{yk})_k$	1																																																							
f_{yk}	450 N/mm ²																																																							
f_{tk}	540 N/mm ²																																																							
E_s	200000 N/mm ²																																																							
ϵ_{su}	7,500 %																																																							
																																																								
Coefficiente di omogeneizzazione:																																																								
n, breve termine	5,66 = E_s/E_c																																																							
umidità relativa	75 %																																																							
giorno app. carico	15 giorni																																																							
periodo lungo termine	50 anni																																																							
coefficiente di viscosità	1,94																																																							
n, lungo termine =	11,00 = E_s/E_{cm}																																																							
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm} lungo termine																																																							
n, verifiche CAR	15,0 = E_s/E_{cm} breve termine																																																							
CARATTERISTICHE SEZIONE																																																								
Sezione:																																																								
B=	1000 mm																																																							
H=	800 mm																																																							
Armature:																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Pos.</th> <th>n° barre</th> <th>∅ mm</th> <th>y_i mm</th> <th>As mm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>5</td><td>12</td><td>76</td><td>565,48668</td></tr> <tr><td>2</td><td>5</td><td>16</td><td>722</td><td>1005,3096</td></tr> <tr><td>3</td><td>5</td><td>16</td><td>690</td><td>1005,3096</td></tr> <tr><td>4</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>5</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>7</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>8</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>9</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> <tr><td>10</td><td></td><td></td><td></td><td>0</td></tr> </tbody> </table>	Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²	1	5	12	76	565,48668	2	5	16	722	1005,3096	3	5	16	690	1005,3096	4				0	5				0	6				0	7				0	8				0	9				0	10				0	
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²																																																				
1	5	12	76	565,48668																																																				
2	5	16	722	1005,3096																																																				
3	5	16	690	1005,3096																																																				
4				0																																																				
5				0																																																				
6				0																																																				
7				0																																																				
8				0																																																				
9				0																																																				
10				0																																																				
Armatura di ripartizione:																																																								
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Pos.</th> <th>n° barre</th> <th>∅ mm</th> <th>y_i mm</th> <th>As mm²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>superiore</td><td>5</td><td>12</td><td>64</td><td>565,48668</td></tr> <tr><td>inferiore</td><td>5</td><td>12</td><td>736</td><td>565,48668</td></tr> </tbody> </table>	Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²	superiore	5	12	64	565,48668	inferiore	5	12	736	565,48668																																									
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²																																																				
superiore	5	12	64	565,48668																																																				
inferiore	5	12	736	565,48668																																																				

12.4.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s	1,15

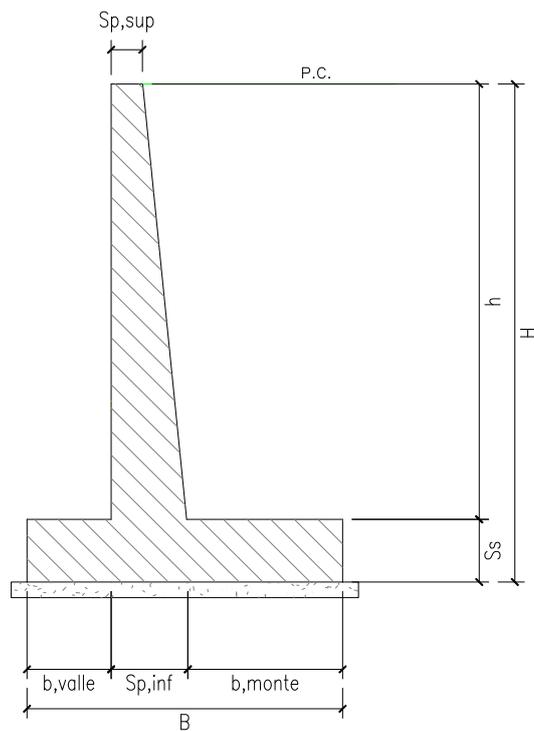
GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	800 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm²]</i>
strato1		5	12	76	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A _s	565 mm ²			
Posizione della barra equivalente	c*	76 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		-
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}	93,36 kN
Taglio	V _{Ed}	70,31 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	724 mm
Coefficiente	k	1,53
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l	0,08%
Tensione assiale media	σ _{cp}	0,12 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}	3,76 N/mm ²
	v _{min}	0,38 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}	287,80 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}	287,80 kN
Verifica		0,24 <i>Verifica soddisfatta</i>

12.4.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)							
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	Aggressive								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	Poco sensibile								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
Combinazione	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione -- M+ tende le fibre inferiori)									
<u>Fessurazione</u>									
Combinazione	<i>n. combinazione</i>	<i>frame/nodo</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>w_d</i>	<i>w_{lim}</i>	<i>MO - Mf</i>		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Caratteristica	-	-	82,2	102,6	Msd<Mf	0,200	316,64	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
Combinazione	<i>n. combinazione</i>	<i>nodo</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Quasi permanente	-	-	67,9	34,1	-0,57	11,72	-6,42	Sezione parzializzata	
Caratteristica	-	-	82,2	102,6	-1,76	61,34	-17,22	Sezione parzializzata	

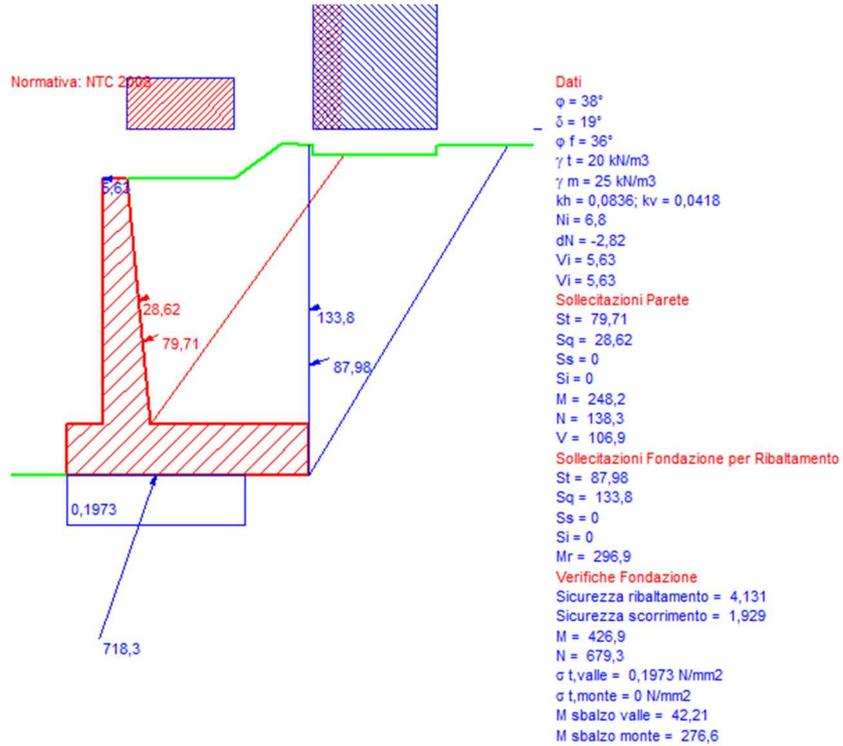
13. MURO A MENSOLA - H = 4.80m**13.1. Geometria della struttura**Dimensioni geometriche trasversali:

- B = 4.70 m
- b_{monte} = 3.07 m
- b_{valle} = 0.70 m
- h = 4.80 m
- H = 5.80 m
- $S_{p,sup}$ = 0.50 m
- $S_{p,inf}$ = 0.93 m
- S_s = 1.00 m

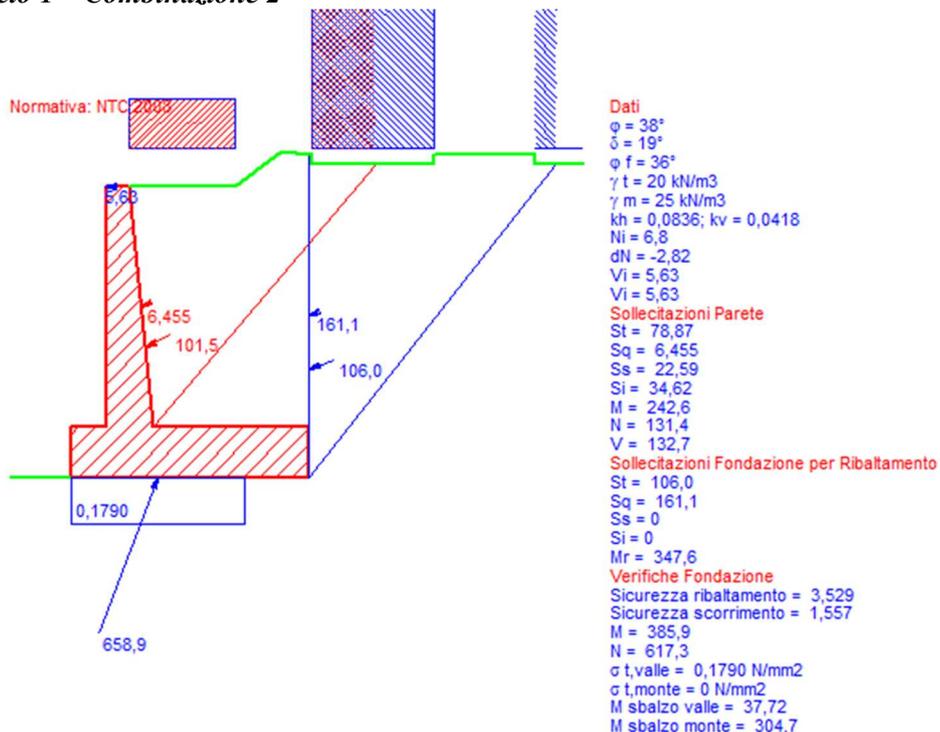
La falda si trova al di sotto del piano di fondazione dei muri e pertanto non interessa la struttura.

13.2. Calcolo delle sollecitazioni

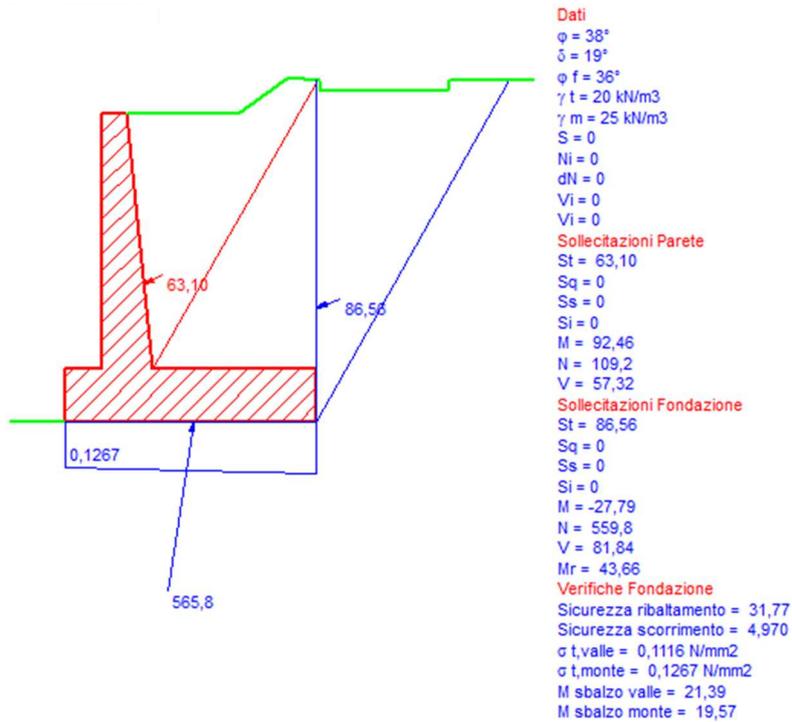
13.2.1. Appoggio 1 – Combinazione 1



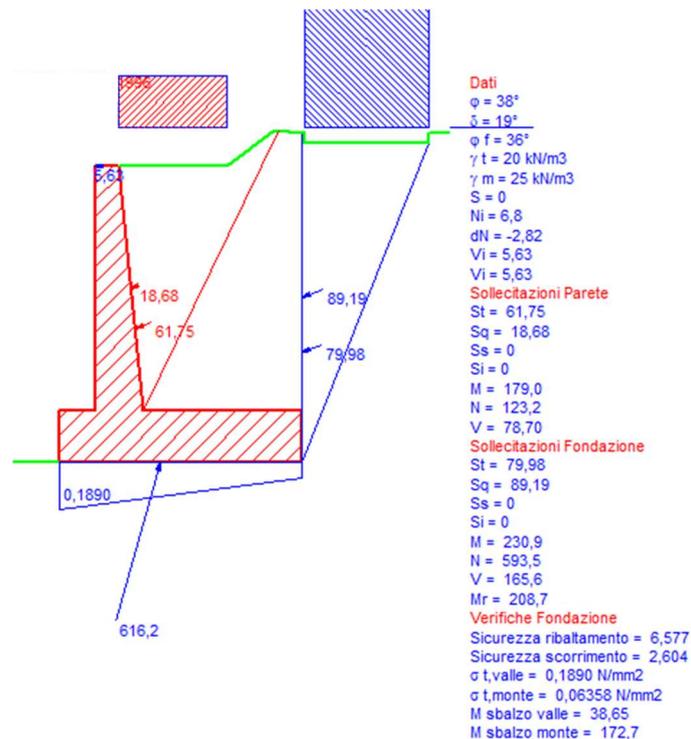
13.2.2. Appoggio 1 – Combinazione 2



13.2.3. Combinazione Quasi Permanente



13.2.4. Combinazione Caratteristica



13.3. Verifiche globali

13.3.1. Verifica a scorrimento

Con la condizione più gravosa dell'Approccio 1 – Comb. 2, per quanto riguarda lo scorrimento, si ottiene:

$$V = 230.40 \text{ kN}$$

$$N = 617.30 \text{ kN}$$

$$\eta_s = N (\text{tg } \phi'_{d,M2}) / V = 1.56 > 1.0$$

La verifica risulta soddisfatta.

13.3.2. Verifica a ribaltamento

Con la condizione più gravosa dell'Approccio 1 – Comb. 2, per quanto riguarda il ribaltamento, si ha:

$$M_{r,d} = 347.60 \text{ kNm (momento ribaltante)}$$

$$M_{s,d} = 1227.00 \text{ kNm (momento stabilizzante)}$$

$$\eta_R = M_{r,d} / M_{s,d} = 3.529 > 1.0$$

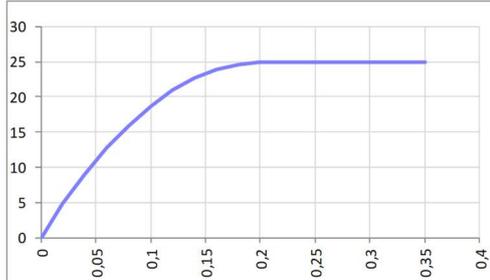
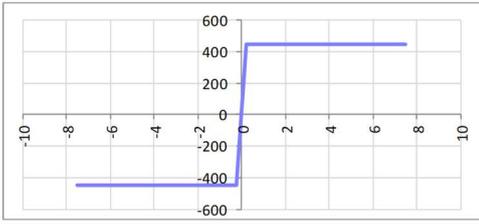
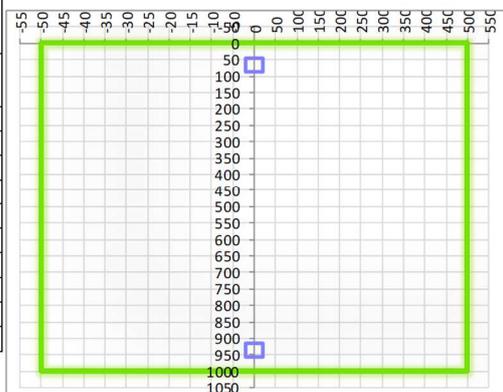
La verifica risulta soddisfatta.

13.3.3. Verifica a capacità portante

Per la verifica di capacità portante si rimanda allo specifico documento Rif. [1].

13.4. Verifiche di resistenza ultima

13.4.1. Fondazione

CARATTERISTICHE MATERIALI				
Calcestruzzo:				
Classe	C25/30			
R_{ck}	30,00 N/mm ²			
f_{ck}	24,90 N/mm ²			
f_{cm}	32,90 N/mm ²			
f_{ctm}	2,56 N/mm ²			
$f_{ctk,0.05}$	1,79 N/mm ²			
$f_{ctk,0.95}$	3,33 N/mm ²			
f_{ctm}	3,07 N/mm ²			
E_{cm}	31447,16 N/mm ²			
ϵ_{c2}	0,200 %			
ϵ_{c3}	0,175 %			
ϵ_{c4}	0,070 %			
ϵ_{cu}	0,350 %			
n	2,000			
tipo cemento	N			
				
Acciaio:				
Classe	B450C			
Tipologia comportamentale	EL-PL			
$k = (f_t/f_y)_k$	1			
f_{yk}	450 N/mm ²			
f_{tk}	540 N/mm ²			
E_s	200000 N/mm ²			
ϵ_{su}	7,500 %			
				
Coefficiente di omogeneizzazione:				
n, breve termine	6,06 = E_s/E_c			
umidità relativa	75 %			
giorno app. carico	15 giorni			
periodo lungo termine	50 anni			
coefficiente di viscosità	2,11			
n, lungo termine =	12,77 = E_s/E_{cm}			
n, verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm} lungo termine			
n, verifiche CAR	15,0 = E_s/E_{cm} breve termine			
CARATTERISTICHE SEZIONE				
Sezione:				
B=	1000 mm			
H=	1000 mm			
Armature:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
1	5	20	66	1570,7963
2	5	20	934	1570,7963
3				0
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0
				
Armatura di ripartizione:				
Pos.	n° barre	∅ mm	y _i mm	As mm ²
superiore	5	16	48	1005,3096
inferiore	5	16	952	1005,3096

13.4.1.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Classe calcestruzzo		C25/30
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	30,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	24,9 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	1000 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm²]</i>
strato1		5	20	66	1571
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A _s	1571 mm ²			
Posizione della barra equivalente	c*	66 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		-
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}	0 kN
Taglio	V _{Ed}	142 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	934 mm
Coefficiente	k	1,46
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l	0,17%
Tensione assiale media	σ _{cp}	0,00 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}	2,82 N/mm ²
	v _{min}	0,31 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}	288,58 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}	288,58 kN
Verifica		0,49 <i>Verifica soddisfatta</i>

13.4.1.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

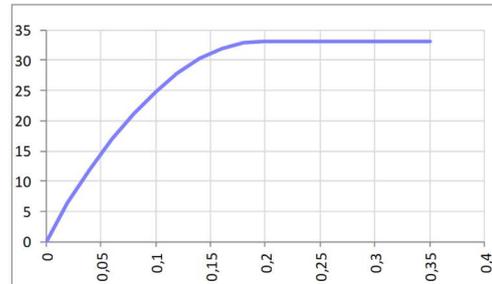
PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)						
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	1	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Ordinarie							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	9,96	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	13,70	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w _d [mm]	w _{lim} [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	-	-	0,0	172,7	Msd<Mf	0,300	393,14	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm ²]	
Quasi permanente	-	-	0,0	21,4	-0,24	15,57	-2,24	Sezione parzializzata
Caratteristica	-	-	0,0	172,7	-1,93	125,71	-18,06	Sezione parzializzata

13.4.2. Piedritto

CARATTERISTICHE MATERIALI

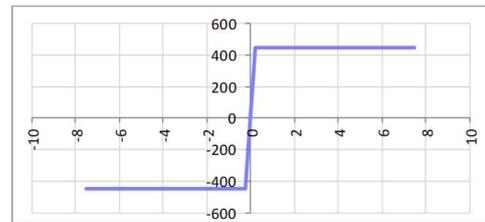
Calcestruzzo:

Classe	C32/40
R_{ck}	40,00 N/mm ²
f_{ck}	33,20 N/mm ²
f_{cm}	41,20 N/mm ²
f_{ctm}	3,10 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}$	2,17 N/mm ²
$f_{ctk,0.95}$	4,03 N/mm ²
f_{ctm}	3,72 N/mm ²
E_{cm}	33642,78 N/mm ²
ϵ_{c2}	0,200 %
ϵ_{c3}	0,175 %
ϵ_{c4}	0,070 %
ϵ_{cu}	0,350 %
n	2,000
tipo cemento	N



Acciaio:

Classe	B450C
Tipologia comportamentale	EL-PL
$k = (f_t/f_y)_k$	1
f_{yk}	450 N/mm ²
f_{tk}	540 N/mm ²
E_s	200000 N/mm ²
ϵ_{su}	7,500 %



Coefficiente di omogenizzazione:

n ,breve termine	5,66 = E_s/E_c	
umidità relativa	75 %	
giorno app. carico	15 giorni	
periodo lungo termine	50 anni	
coefficiente di viscosità	1,93	
n ,lungo termine=	10,93 = E_s/E_{cm}	
n ,verifiche QP	15,0 = E_s/E_{cm}	lungo termine
n ,verifiche CAR	15,0 = E_s/E_{cm}	breve termine

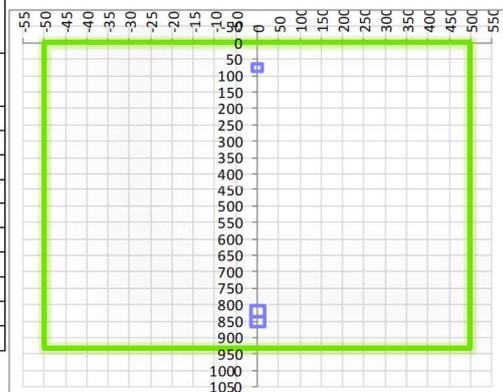
CARATTERISTICHE SEZIONE

Sezione:

B=	1000 mm
H=	930 mm

Armature:

Pos.	n° barre	ø mm	y_i mm	A_s mm ²
1	5	12	76	565,48668
2	5	16	852	1005,3096
3	5	16	820	1005,3096
4				0
5				0
6				0
7				0
8				0
9				0
10				0



Armatura di ripartizione:

Pos.	n° barre	ø mm	y_i mm	A_s mm ²
superiore	5	12	64	565,48668
inferiore	5	12	866	565,48668

13.4.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calcestruzzo		C32/40
Resistenza cubica caratteristica	R _{ck}	40,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	f _{ck}	33,2 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	γ _c	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α _{cc}	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	γ _s	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	b	1000 mm			
Altezza	h	930 mm			
Barre tese		numero barre	diametro barre [mm]	copriferro in asse barra [mm]	Area barre [mm ²]
strato1		5	12	76	565
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	A _s	565 mm ²			
Posizione della barra equivalente	c*	76 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		-
Frame		-
Azione assiale (+ di compressione)	N _{Ed}	138,3 kN
Taglio	V _{Ed}	106,9 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	854 mm
Coefficiente	k	1,48
Rapporto di armatura longitudinale	ρ _l	0,07%
Tensione assiale media	σ _{cp}	0,15 N/mm ²
	0.2 x f _{cd}	3,76 N/mm ²
	v _{min}	0,36 N/mm ²
Resistenza al taglio minima	V _{rd,min}	330,38 kN
Resistenza al taglio senza armatura	V_{rd}	330,38 kN
Verifica		0,32 <i>Verifica soddisfatta</i>

13.4.2.3. Verifiche allo stato limite di esercizio

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE								
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)						
k ₁ =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)						
k ₃ =	3,40	(valore raccomandato)						
k ₄ =	0,425	(valore raccomandato)						
CRITERI DI VERIFICA								
<u>Fessurazione</u>								
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive						
	Aggressive							
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili						
	Poco sensibile							
<u>Tensioni in esercizio</u>								
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$				
Combinazione	σ_c / f_{ck}	σ_s / f_{yk}	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Quasi Permanente	0,40	0,75	13,28	337,50				
Caratteristica	0,55	0,75	18,26	337,50				
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)								
<u>Fessurazione</u>								
Combinazione	n. combinazione	frame/nodo	N [kN]	M [kNm]	w _d [mm]	w _{lim} [mm]	MO - Mf [kNm]	
Caratteristica	-	-	123,2	179,0	Msd<Mf	0,200	429,46	-
<u>Tensioni in esercizio</u>								
Combinazione	n. combinazione	nodo	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{c,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{s,min}$ [N/mm ²]	
Quasi permanente	-	-	109,2	92,5	-1,20	35,85	-13,25	Sezione parzializzata
Caratteristica	-	-	123,2	179,0	-2,35	88,91	-24,14	Sezione parzializzata

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 CL RI86 02 001

Rev.
A

Foglio
63 di 63

14. RIFERIMENTI

14.1. Documenti referenziati

Rif. [1] Cepav due, documento n° INOR 12 E E2 RB RI86 00 001, intitolato "RI86 - RILEVATO COLLEG. QBSE-AV/AC DA PK 109+134,000 A PK 110+543,346 - RELAZIONE GEOTECNICA".

14.2. Documenti correlati

Non sono presenti documenti correlati.

14.3. Documenti superati

Non sono presenti documenti superati.