



## COMUNE DI SAN LAZZARO DI SAVENA

Città Metropolitana di Bologna

III<sup>^</sup> Area - Gestione del Territorio

SETTORE LAVORI PUBBLICI

### INTERVENTO DI RICUCITURA TRATTI PISTE CICLO-PEDONALI LUNGO IL PERCORSO VIA FONDE' - VIA REMIGIA

COMUNE DI SAN LAZZARO DI SAVENA

CUP: E67H23001070006

INTERVENTO COFINANZIATO: PR FESR 2021-2027 – Azione 2.8.1. Bando per favorire la realizzazione di piste ciclabili e progetti di mobilità dolce e ciclopedonale (D.G.R. 658/2023)

### PROGETTO ESECUTIVO

IL DIRIGENTE III<sup>^</sup> AREA  
GESTIONE DEL TERRITORIO  
Ing. Giuseppe COLAROSSO

PROGETTO GENERALE  
INFRASTRUTTURE:  
geom. Luca LA GANGA  
geom. Aurelio ESPOSITO

PROGETTO STRUTTURE  
Ing. Andrea SERENI  
PROGETTO IMPIANTI IIPP  
Ing. Giovanni STAGNI

IL RESPONSABILE DEL  
SETTORE  
Ing. Irene CAVINA

SUPPORTO PROGETTO VERDE:  
Marco GRILLINI

PROGETTO IDRAULICO  
Ing. Michele ANSALONI

IL RESPONSABILE UNICO  
DEL PROGETTO  
Ing. Irene CAVINA

SUPPORTO PROGETTO:  
Ing. Luca MAGI  
Ing. Enrico TORTORI  
geom. Fabio SASSI

COORDINATORE SICUREZZA  
PROGETTAZIONE:  
Ing. Claudia PRESTIA

OGGETTO:

### RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

*(Calcoli strutturali - Relazione sui materiali - Modellazione sismica)*

REV.	DATA	OGGETTO REVISIONE	TAVOLA:
00	3/24	EMISSIONE	<b>STR.3</b>
			SCALA:

Comune di San Lazzaro Di Savena

Piazza Bracci n° 1, 40068 San Lazzaro di Savena

Tel. 051 / 6228111 Fax 051 / 6228014

<b>1. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.....</b>	<b>2</b>
1.1. VERIFICHE DEL MURO A SECCO LATO OVEST .....	2
1.2. VERIFICHE DEL MURO IN C.A. LATO EST .....	9
<b>2. RELAZIONE SUI MATERIALI .....</b>	<b>21</b>
<b>3. MODELLAZIONE SISMICA.....</b>	<b>24</b>
3.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE .....	24
3.2. AZIONE SISMICA.....	24

# 1. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Nelle pagine seguenti verranno riportate le verifiche maggiormente significative relativamente ai manufatti da realizzare.

## 1.1. VERIFICHE DEL MURO A SECCO LATO OVEST

Nelle pagine seguenti si riporta le verifiche relative al muro a secco realizzato mediante blocchi LOFFEL. Il muro ha altezza variabile. Nelle verifiche verrà presa in considerazione la porzione con altezza maggiore rispetto all'estradosso della fondazione ovvero quella con n. 5 file di blocchi che sviluppano un  $H \approx 100$  cm.

La verifica statica del muro viene condotta mediante il codice di calcolo automatico 'Loffel' che valuta il valore del rapporto  $Rd/Ed$  che si realizza, per le verifiche previste dalla normativa, in corrispondenza delle singole file di blocchi, ad iniziare dalla sommità del muro fino alla sua base.

In particolare vengono calcolati i seguenti coefficienti ( $Rd/Ed$ ):

**$Rd/Ed(rot)$** : coefficiente di sicurezza al ribaltamento rispetto al bordo di valle della sezione di appoggio;

**$Rd/Ed(scorr)$** : coefficiente di sicurezza rispetto allo scorrimento orizzontale. Se vi è contatto reciproco tra i bordi anteriori dei blocchi di due file sovrapposte, viene conteggiata anche la resistenza al taglio dei bordi anteriori;

**$Rd/Ed(sch)$** : coefficiente di sicurezza rispetto allo schiacciamento per compressione verticale dei blocchi;

**$Rd/Ed(stg)$** : coefficiente di sicurezza della stabilità globale.

Il programma prevede due possibilità di calcolo:

1. Che il muro sia privo di "rinforzi";
2. Che il muro sia dotato di "rinforzi" orizzontali a tergo di esso.

In entrambi i casi vengono considerati tre diversi tipi di terreno:

- il terreno retrostante il muro, dal ciglio fino alla base;
- il terreno sottostante la base del muro;
- il terreno antistante il muro, dalla quota del terreno a valle fino a quella della base.

## CRITERI DI CALCOLO

I valori della spinta del terreno sul muro vengono calcolati sulla base dei coefficienti di spinta limite derivati dalla teoria di Coulomb:

per quanto riguarda la spinta attiva a tergo dell'opera, senza alcuna modifica, per quanto riguarda la resistenza passiva a valle dell'opera (nel tratto di approfondimento della fondazione), apportando le necessarie diminuzioni che tengono conto di superfici di scorrimento a spirale logaritmica (Navfac 1971) e dividendo il risultato per 2.

Viene presa in esame la possibile presenza di eventuali sovraccarichi a monte, che vengono conteggiati sulla base della loro entità, estensione e distanza dal ciglio del muro.

Per le verifiche tradizionali (al ribaltamento, allo schiacciamento e allo scorrimento) i rinforzi vengono considerati come "tiranti", ognuno dei quali conferisce al muro un'azione orizzontale stabilizzante uguale a quella minima che il rinforzo può fornire sia in relazione alla lunghezza

del suo tratto aderente (posto a tergo della superficie di scorrimento) sia in relazione alla sua resistenza intrinseca. A tale riguardo si considera che la superficie di scorrimento più pericolosa sia quella prevista dalla teoria di Coulomb e cioè di forma piana, passante per la base del muro ed inclinata secondo quanto risulta dal valore degli angoli in gioco (inclinazione del terreno, inclinazione del muro, attrito interno del terreno, attrito terreno-muro). A favore di sicurezza si considera inoltre che la resistenza di ogni rinforzo per aderenza nel terreno stabile si espliciti su una sola faccia del rinforzo stesso.

Per la verifica di stabilità globale si fa invece riferimento al metodo di Bishop, considerando quindi superfici di scivolamento di tentativo di forma circolare, per ognuna delle quali le azioni dei rinforzi vengono ancora considerate come forze orizzontali stabilizzanti uguali a quelle minime che i rinforzi possono fornire in relazione alla lunghezza del loro tratto aderente (posto a tergo della superficie di scorrimento considerata) e in relazione alla loro resistenza intrinseca. Lo schema geometrico adottato figura nel disegno che viene fornito dal programma (in formato 'dxf') nel quale sono indicati i tre cerchi più pericolosi e i relativi coefficienti di sicurezza.

Di tale verifica vengono riportati i valori dei coefficienti di sicurezza FS dei tre cerchi più pericolosi.

In funzione della disposizione e della resistenza dei rinforzi previsti, tali cerchi potranno intersecare tutti i rinforzi, soltanto alcuni di essi o essere del tutto esterni ad essi.

Nel caso in cui il coefficiente di sicurezza minimo sia inferiore a quello richiesto si potranno cambiare le caratteristiche degli elementi di rinforzo (numero, lunghezza e resistenza) ed effettuare il calcolo fino a quando non si ottenga il valore desiderato.

il calcolo viene svolto considerando l'effetto dell'azione sismica, valutata sulla base della classificazione della zona in esame e di quanto previsto dalla normativa italiana (DM 17/01/2018).

Per ogni configurazione geometrica il calcolo viene svolto come prescritto dal D.M. 17/01/2018, secondo le seguenti combinazioni.

## **Verifiche di stabilità locali - SLU di tipo strutturale e geotecnico**

### **APPROCCIO 2**

#### **1 - A1-M1-R3**

#### **Verifica di stabilità globale**

### **APPROCCIO 1**

#### **2 - A2-M2-R2**

In condizione sismica le combinazioni considerate vengono sdoppiate in funzione del valore assunto dal coefficiente  $k_v$ , essendo  $k_v = +/- 0.5 * k_h$  (v. DM 17/01/2018 cap. 7.1.6.2.1)

Nei tabulati allegati vengono riportati, per ogni fila di blocchi, i valori dei rapporti  $R_d/E_d$  e delle principali grandezze derivanti dal calcolo.

## **DATI GENERALI - Caratteristiche del Muro e del Terreno**

Numero delle file di blocchi tipo 1	5
-------------------------------------	---

larghezza del blocco tipo 1 (m)	0.5
Altezza del blocco tipo 1 (m)	0.18
larghezza della fondazione (m)	0.8
Altezza della fondazione (m)	0.3
Angolo di attrito interno del terreno a monte (°)	21.9
Angolo di attrito interno del terreno a valle (°)	21.9
Angolo di attrito terreno/muro monte (°)	14.6
Angolo di attrito terreno/muro valle (°)	14.6
Angolo di attrito muro/fondazione (°)	35
Angolo di attrito tra i blocchi (°)	30
Coesione terreno a monte cm (t/mq)	0
Coesione terreno a valle cv (t/mq)	0
Angolo di incl. del muro sull'orizzontale (°)	70
Inclinazione estradosso di monte (°)	0
Inclinazione estradosso di valle (°)	0
Peso specifico terreno a monte (t/mc)	1.91
Peso specifico terreno a valle (t/mc)	1.91
Peso specifico del muro (t/mc)	1.85
Approfondimento del muro sotto il p.c. a valle (m)	0.36
Peso spec. del terreno sotto la base del muro(t/mc)	1.91
Angolo di attr. int. del terr. sotto la base (°)	21.9
Coesione del terreno sotto la base del muro (t/mq)	0.46
Res. al punz. bordo anteriore blocchi 1 Ra (t/m)	4
Res. alla compress. bordi lat. blocchi 1 RI (t/m)	7
Res. al punz. bordo anteriore fondazione Ra (t/m)	25
Res. alla compress. bordi lat. fondazione RI (t/m)	50
Angolo di rotazione della fondazione alfa (°)	0
Angolo di rotazione rigida del muro delta-alfa (°)	0
Quota Falda Valle	0
Quota Falda Monte	0

### Sovraccarichi

<b>Sovraccarico a monte n.</b>	<b>1.0*</b>
Intensità del sovraccarico (t/mq)	0.50
distanza dal ciglio muro (m)	0.00
larghezza sovraccarico (m)	1.00
Tipo sovraccarico (m)	Permanente
<b>Sovraccarico a monte n.</b>	<b>2.0</b>
Intensità del sovraccarico (t/mq)	0.50
distanza dal ciglio muro (m)	0.00
larghezza sovraccarico (m)	6.00
Tipo sovraccarico (m)	Accidentale

\*Il sovraccarico n. 01, è stato inserito al fine di considerare nel calcolo la porzione di terreno posta tra la sommità del muro ed il tratto in cui il terreno torna con inclinazione nulla. Per tale motivo questo sovraccarico è stato considerato come carico permanente. Da una valutazione geometrica questa porzione di terreno è assimilabile ad un carico distribuito di 500 kg/m<sup>2</sup>.

### SIMBOLOGIA

h	Quota sulla base del muro
P <sub>m</sub>	Peso del muro
S	Spinta del terreno
M <sub>r</sub>	Momento ribaltante attorno al vertice A (lembo di valle fondazione)
M <sub>s</sub>	Momento stabilizzante attorno al vertice A
d	distanza del centro di pressione dal lembo di valle
p <sub>m</sub>	pressione sulla fondazione calcolata col criterio di Meyerhoff
****	risultante esterna alla sezione
<b>Rd/Ed<sub>(rot)</sub></b>	Ver. di sicurezza al ribaltamento attorno al vertice A (> 1.0)
<b>Rd/Ed<sub>(scorr)</sub></b>	Ver. di sicurezza allo scorrimento (> 1.0)
<b>Rd/Ed<sub>(schiacc)</sub></b>	Ver. di sicurezza allo schiacciamento dei bordi laterali dei blocchi (>1.0)

### NOTE SULLA LETTURA DEI RISULTATI IN TABELLA

- Il conteggio delle file dei blocchi inizia dalla sommità del muro.
- Nella colonna di p<sub>m</sub> gli asterischi indicano che la risultante delle forze cade esterna alla sezione di appoggio

- Nelle colonne dei coefficienti di sicurezza gli asterischi indicano che si supera il valore di  $1 \cdot 10^3$
- Nella colonna FSR gli asterischi indicano che si supera il valore di  $10 \exp 3$  o che la risultante cade alla estremità di monte del blocco
- Nella colonna FSC gli asterischi dell'ultima riga indicano che nella sezione di appoggio al suolo tale coefficiente perde di significato in quanto non vi è appoggio reciproco tra i blocchi, oppure che non vi è stabilita ( $FSR < 1$ ).

## VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

normativa di riferimento - D.M. 17/01/2018

combinazione di carico A1-M1-R3

PARAMETRO	COEFF. PARZ. M1 (tab. 6.2.II DM'18)
tang $\phi$	1
Coesione efficace $c'$	1
resistenza non drenata $c_u$	1
Peso di volume	1.3
AZIONI	COEFF. PARZ. A1 (tab. 6.2.I DM'18)
Sov. n. 1 permanente sfavorevole	1.5
Sov. n. 2 variabile sfavorevole	1.5
PARAMETRO	COEFF. PARZ. R3 (tab. 6.5.I DM'18)
capacità portante della fondazione	1.4
scorrimento	1.1
ribaltamento	1.15
res. terreno a valle	1.4
res. rinforzi	1.4
res. blocchi	1.4

Calcolo in condizione non sismica (DM 17/01/2018)

Coefficiente di spinta attiva a monte  $K_a = 0.285$

Coefficiente di spinta passiva a valle  $K_p \cdot 0.5 = 1.110$

RISULTATI DELLA VERIFICA PER FILE

Fila	h(m)	Pm(t)	S(t)	Mr(tm)	Ms(tm)	d(m)	pm(t/mq)	Rd/Ed <sub>(rot)</sub>	Rd/Ed <sub>(scor)</sub>	Rd/Ed <sub>(schiacc)</sub>
1	1.02	0.216	0.060	-0.004	0.051	0.22	0.47	14.26	45.71	16.94
2	0.84	0.433	0.141	-0.017	0.112	0.23	0.92	6.66	20.02	8.51
3	0.66	0.649	0.245	-0.044	0.185	0.23	1.39	4.23	12.02	5.70

4	0.48	0.866	0.368	-0.088	0.269	0.22	1.91	3.06	8.27	4.30
5	0.30	1.082	0.512	-0.153	0.364	0.20	2.54	2.38	45.61	3.45
6	0.00	1.659	0.886	-0.360	0.673	0.20	3.97	1.87	1.10	*****

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

### VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

normativa di riferimento - D.M. 17/01/2018 – EC8

Riepilogo parametri e coefficienti utilizzati:

Categoria sismica della zona = 0.175

coefficiente di amplificazione topografica = 1.0

coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.2

coefficiente Beta = 0.38

PARAMETRO	COEFF. PARZ. M
tang fi	1
Coesione efficace $c'$	1
resistenza non drenata $c_u$	1
Peso di volume	1
AZIONI	COEFF. PARZ. A
Sov. n. 1 permanente sfavorevole	1
Sov. n. 2 variabile sfavorevole	1
PARAMETRO	COEFF. PARZ. R(tab. 7.11.III DM14/01/2018)
capacità portante della fondazione	1.2
scorrimento	1
ribaltamento	1
res. terreno a valle	1.2
res. rinforzi	1.2
res. blocchi	1

### CASO con Teta = $\arctg(kh/(1-kv))$

Coefficiente di spinta attiva sismica a monte  $K_a = 0.352$

Coefficiente di spinta passiva sismica a valle  $K_p * 0.5 = 2.335$



Fila	h(m)	Pm(t)	S(t)	Mr(tm)	Ms(tm)	d(m)	pm(t/mq)	Rd/Ed <sub>(rot)</sub>	Rd/Ed <sub>(scor)</sub>	Rd/Ed <sub>(schiacc)</sub>
1	1.02	0.173	0.043	-0.004	0.047	0.25	0.34	12.29	95.77	41.40
2	0.84	0.346	0.108	-0.018	0.104	0.26	0.69	5.80	38.95	20.83
3	0.66	0.519	0.195	-0.046	0.171	0.25	1.01	3.70	22.13	13.97
4	0.48	0.693	0.302	-0.092	0.247	0.23	1.42	2.69	14.58	10.54
5	0.30	0.866	0.430	-0.159	0.334	0.21	1.95	2.09	59.56	8.48
6	0.00	1.327	0.748	-0.376	0.616	0.19	3.29	1.64	1.13	*****

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

### Caso con Teta = $\arctg(kh/(1+kv))$

Coefficiente di spinta attiva sismica a monte  $K_a = 0.346$

Coefficiente di spinta passiva sismica a valle  $K_p * 0.5 = 2.356$

Fila	h(m)	Pm(t)	S(t)	Mr(tm)	Ms(tm)	d(m)	pm(t/mq)	Rd/Ed <sub>(rot)</sub>	Rd/Ed <sub>(scor)</sub>	Rd/Ed <sub>(schiacc)</sub>
1	1.02	0.160	0.041	-0.004	0.043	0.25	0.32	11.92	99.16	44.88
2	0.84	0.320	0.103	-0.017	0.096	0.25	0.63	5.66	40.76	22.58
3	0.66	0.480	0.184	-0.043	0.157	0.25	0.94	3.63	23.31	15.14
4	0.48	0.639	0.283	-0.086	0.228	0.23	1.32	2.65	15.43	11.42
5	0.30	0.799	0.401	-0.149	0.308	0.21	1.82	2.07	63.67	9.19
6	0.00	1.226	0.699	-0.350	0.569	0.19	3.07	1.62	1.13	*****

Tutte le verifiche risultano soddisfatte

## 1.2. VERIFICHE DEL MURO IN C.A. LATO EST

Di seguito si riportano le verifiche maggiormente significative relative ai muri in c.a. da realizzarsi nel lato est di via Fondè al fine di garantirne l'allargamento rispetto allo stato di fatto.

Le verifiche sono svolte secondo quanto richiesto dalle NTC2018.

Si prevede la realizzazione di due porioni di muri:

- il muro tipo A avente lunghezza di 93 m, soletta di base di sezione 100x20 cm e parete  $h = 90$  cm e spessore 20 cm.
- il muro tipo B avente lunghezza di 43 m, soletta di base di sezione 100x20 cm e parete  $h = 110$  cm e spessore 20 cm.

Dato che entrambi i muri insistono sulla stessa tipologia di terreno, nelle pagine seguenti si farà riferimento alla geometria del muro tipo B perché di altezza maggiore e di conseguenza con le condizioni maggiormente gravose ai fini delle verifiche.

In accordo alle NTC2018, le verifiche sono condotte secondo l'Approccio 2 con riferimento alla Combinazione A1+M1+R3.

Per ogni tipologia di verifica verranno esplicitati i parametri di calcolo considerati.

Vengono esplicitati i rapporti tra resistenza/sollecitazione (o Momento stabilizzante/Momento destabilizzante o Forza Stabilizzante/Forza destabilizzante) considerando già i relativi coefficienti di sicurezza  $\gamma_R$  pertanto le verifiche sono soddisfatte se tali rapporti hanno valore  $>1$ .

## VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

### RIBALTAMENTO

#### DATI

altezza muro fuori terra	110 cm
altezza massima terreno imbarcato	132 cm
spessore muro	20 cm
spessore soletta di base	20 cm
lunghezza sbalzo anteriore	20 cm
lunghezza totale soletta (B)	100 cm
peso specifico terreno	1722 kg/mc
peso specifico c.a.	2500 kg/mc
inclinazione terreno $i$	20 °
inclinazione muro $\beta$	0 °
angolo di attrito interno terreno $\phi$	21,9 °
coefficiente di spinta attiva $\lambda_a$	0,46
spinta statica $F$ (calcolata per $i$ e $\beta$ )	907 kg/m
sovaccarico	500 kg/mq

#### FORZE PER UN METRO DI MURO

		BRACCIO RISPETTO AD A	$\gamma_{\text{EQU}}$
peso parete verticale (P1)	550 kg	30 cm	1
peso soletta (P2)	500 kg	50 cm	1
peso terreno imbarcato (P3)	1249 kg	70 cm	0,8
totale carichi verticali $W$	2299 kg		
spinta dovuta al terreno (S1)	907 kg	50,61 cm	1,3
spinta dovuta al sovraccarico (S2)	297 kg	65 cm	1,5
			$\gamma_{\text{R}}$
			1,15

#### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante	96924 kgcm
Momento destabilizzante	88587 kgcm
$M_s/M_d =$	1,09 $\geq$ 1
	VERIFICA SODDISFATTA

## SCORRIMENTO

### DATI

altezza muro fuori terra	<b>110</b> cm
altezza massima terreno imbarcato	<b>132</b> cm
spessore muro	<b>20</b> cm
spessore soletta di base	<b>20</b> cm
lunghezza sbalzo anteriore	<b>20</b> cm
lunghezza totale soletta (B)	<b>100</b> cm
peso specifico terreno	<b>1722</b> kg/mc
peso specifico c.a.	<b>2500</b> kg/mc
inclinazione terreno $i$	<b>20</b> °
inclinazione muro $\beta$	<b>0</b> °
angolo di attrito interno terreno $\phi$	<b>21,9</b> °
angolo di attrito terreno-ciabatta	<b>35</b> °
coefficiente di spinta attiva $\lambda_a$	<b>0,46</b>

spinta statica $F$ (calcolata per $i$ e $\beta$ )	907 kg/m
sovraccarico	<b>500,00</b> kg/mq

### FORZE PER UN METRO DI MURO

		BRACCIO RISPETTO ADA	$\gamma_{A1}$
peso parete verticale (P1)	550 kg	30 cm	1
peso soletta (P2)	500 kg	50 cm	1
peso terreno imbarcato (P3)	1249 kg	70 cm	1
totale carichi verticali $W$	2299 kg		
$\gamma_{A1}$			
spinta dovuta al terreno (S1)	907 kg	50,61 cm	1,3
spinta dovuta al sovraccarico (S2)	297 kg	65 cm	1,5
spinta dovuta al vento sulla lamiera (S3)	0 kg	130 cm	1,5
spinta dovuta al vento sul muretto (S4)	0 kg	130 cm	1,5
spinta di contrasto a valle (0,5 kp)	397 kg	16,67 cm	0,8
$\gamma_R$			
1,1			

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Forza stabilizzante	1752 kg	
Forza destabilizzante	1624 kg	
$F_s/F_d =$	<b>1,08 <math>\geq</math> 1</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

## VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le verifiche strutturali delle sezioni in c.a. (parete e soletta) nelle condizioni maggiormente gravose in condizioni statiche agli SLU.

Le verifiche sono riportate con il rapporto  $E_d/R_d$  pertanto risultano soddisfatte se  $E_d/R_d < 1$

### COMBINAZIONE MAGGIORMENTE GRAVOSA IN CONDIZIONI STATICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

#### DATI

altezza muro fuori terra	<b>110</b> cm
altezza massima terreno imbarcato	<b>132</b> cm
spessore muro	<b>20</b> cm
spessore soletta di base	<b>20</b> cm
lunghezza sbalzo anteriore	<b>20</b> cm
lunghezza totale soletta (B)	<b>100</b> cm
peso specifico terreno	<b>1722</b> kg/mc
peso specifico c.a.	<b>2500</b> kg/mc
inclinazione terreno $i$	<b>20</b> °
inclinazione muro $\beta$	<b>0</b> °
angolo di attrito interno terreno $\phi$	<b>21,9</b> °
coefficiente di spinta attiva $\lambda_a$	0,46
spinta statica $F$ (calcolata per $i$ e $\beta$ )	907 kg/m
sovraccarico	<b>500,00</b> kg/mq

#### FORZE PER UN METRO DI MURO

		BRACCIO RISPETTO ADA	$\gamma_{A1}$
peso parete verticale (P1)	550 kg	20 cm	1
peso soletta (P2)	500 kg	0 cm	1
peso terreno imbarcato (P3)	1249 kg	-20 cm	1
risultante sovraccarico (P4)	300 kg	-20 cm	0
totale carichi verticali $W$	2599 kg		
			$\gamma_{A1}$
spinta dovuta al terreno (S1)	907 kg	50,61 cm	1,3
spinta dovuta al sovraccarico (S2)	297 kg	65 cm	1,5

#### MATERIALI

Calcestruzzo C28/35

$$R_{ck} = \quad \mathbf{350} \text{ kg/cmq} = \quad 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = \quad 290,5 \text{ kg/cmq} = \quad 29,05 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \quad 164,62 \text{ kg/cmq} = \quad 16,462 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio B450C

$$f_{yk} = \quad \mathbf{4500} \text{ kg/cmq} = \quad 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = \quad 3913 \text{ kg/cmq} = \quad 391,3 \text{ N/mm}^2$$

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARETE ALLA GENERICA QUOTA PER UN METRO DI MURO				
Quota, rispetto all'estradosso della soletta, alla quale valutare le sollecitazioni:				<b>0 cm</b>
lunghezza della mensola				<b>110 cm</b>
				$\gamma_{A1}$
spinta dovuta al terreno (S1)	476 kg	braccio	36,67 cm	1,3
spinta dovuta al sovraccarico (S2)	251 kg	braccio	55 cm	1,5
Sforzo Normale ( $N_{Ed}$ )	550 kg			
Momento flettente ( $M_{Ed}$ )	43400 kgcm			
Taglio ( $V_{Ed}$ )	995 kg			
	$\phi$ (mm)	passo (cm)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	
Armatura lato interno teso	<b>10</b>	<b>20</b>	3,93	
Armatura lato esterno compresso	<b>10</b>	<b>20</b>	3,93	
Copriferro		<b>3 cm</b>		
	d =	17 cm	=	170 mm
	$b_w$ =	100 cm	=	1000 mm
	$\rho_1$ =	0,002309995		
	$\sigma_{cp}$ =	0,275 kg/cmq	=	0,0275 N/mm <sup>2</sup>
	k =	2		
	$v_{min}$ =	0,533563492 N/mm <sup>2</sup>		
Resistenza a taglio				
	$V_{Rd}$ =	91407 N	=	9141 kg
Momento resistente				
	$M_{Rd}$ =	<b>276742 kgcm</b>		
VERIFICHE				
	$M_{Ed}/M_{Rd}$ =	0,157		<i>VERIFICA SODDISFATTA</i>
	$V_{Ed}/V_{Rd}$ =	0,109		<i>VERIFICA SODDISFATTA</i>

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI BASE PER UN METRO DI MURO			
lunghezza della mensola		20 cm	
$\sigma_{max}$		0,87 kg/cmq	
carico lineare sulla mensola		87 kg/cm	
Sforzo Normale ( $N_{Ed}$ )		0 kg	
Momento flettente ( $M_{Ed}$ )		17463 kgcm	
Taglio ( $V_{Ed}$ )		1746 kg	
	$\phi$ (mm)	passo (cm)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )
Armatura lato inferiore teso	<b>10</b>	<b>20</b>	3,93
Armatura lato superiore compresso	<b>10</b>	<b>20</b>	3,93
Copriferro		<b>5 cm</b>	
	d =	15 cm	= 150 mm
	$b_w$ =	100 cm	= 1000 mm
	$\rho_1$ =	0,002617994	
	$\sigma_{cp}$ =	0 kg/cmq =	0 N/mm <sup>2</sup>
	k =	2	
	$V_{min}$ =	0,533563492 N/mm <sup>2</sup>	
Resistenza a taglio			
	$V_{Rd}$ =	80035 N	= 8003 kg
Momento resistente			
	$M_{Rd}$ =	<b>276742</b> kgcm	
VERIFICHE			
	$M_{Ed}/M_{Rd}$ =	0,063	VERIFICA SODDISFATTA
	$V_{Ed}/V_{Rd}$ =	0,218	VERIFICA SODDISFATTA

### VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

Di seguito si riportano le verifiche del muro in condizioni sismiche. Vengono riportate sia le verifiche di Ribaltamento e scorrimento che quelle strutturali

**COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA (CASO + k<sub>v</sub>)**

**DATI**

altezza muro fuori terra	<b>110</b> cm
altezza massima terreno imbarcato	<b>132</b> cm
spessore muro	<b>20</b> cm
spessore soletta di base	<b>20</b> cm
lunghezza sbalzo anteriore	<b>20</b> cm
lunghezza totale soletta (B)	<b>100</b> cm
peso specifico terreno	<b>1722</b> kg/mc
peso specifico c.a.	<b>2500</b> kg/mc
inclinazione terreno <i>i</i>	<b>20</b> °
inclinazione muro <i>β</i>	<b>0</b> °
angolo di attrito interno terreno <i>φ</i>	<b>21,9</b> °
coefficiente di spinta attiva <i>λ<sub>a</sub></i>	0,46
k <sub>h</sub> coefficiente sismico orizzontale	<b>0,080</b>
k <sub>v</sub> coefficiente sismico verticale	0,040
totale carichi verticali <i>W</i>	2703 kg
spinta statica <i>F</i> (calcolata per <i>i</i> e <i>β</i> )	907 kg/m
spinta sismica <i>F'</i>	216 kg/m
sovraccarico	<b>500,00</b> kg/mq

**FORZE PER UN METRO DI MURO**

		BRACCIO RISPETTO AD A	<i>γ<sub>A1</sub></i>
peso parete verticale (P1)	571,945 kg	30 cm	1
peso soletta (P2)	519,95 kg	50 cm	1
peso terreno imbarcato (P3)	1299 kg	70 cm	1
risultante sovraccarico (P4)	311,97 kg	70 cm	1
totale carichi verticali <i>W</i>	2703 kg		
spinta dovuta al terreno (S1)	907 kg	50,61 cm	1
spinta dovuta al sovraccarico (S2)	297 kg	65 cm	0,6
spinta dovuta al sisma	216 kg	50,61 cm	1
spinta di contrasto a valle (0,5 kp)	397 kg	16,67 cm	1

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante	155936,68 kgcm	
Momento destabilizzante	68375 kgcm	
<i>M<sub>s</sub>/M<sub>d</sub></i> =	<b>2,28 ≥ 1</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Forza stabilizzante	2290 kg	
Forza destabilizzante	1300 kg	
<i>F<sub>s</sub>/F<sub>d</sub></i> =	<b>1,76 ≥ 1</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**MATERIALI**

Calcestruzzo C28/35

<i>R<sub>ck</sub></i> =	<b>350</b> kg/cmq =	35 N/mm <sup>2</sup>
<i>f<sub>ck</sub></i> =	290,5 kg/cmq =	29,05 N/mm <sup>2</sup>
<i>f<sub>cd</sub></i> =	164,62 kg/cmq =	16,462 N/mm <sup>2</sup>

Acciaio B450C

<i>f<sub>yk</sub></i> =	<b>4500</b> kg/cmq =	450 N/mm <sup>2</sup>
<i>f<sub>yd</sub></i> =	3913 kg/cmq =	391,3 N/mm <sup>2</sup>



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARETE ALLA GENERICA QUOTA PER UN METRO DI MURO				
Quota, rispetto all'estradosso della soletta, alla quale valutare le sollecitazioni:				0 cm
lunghezza della mensola		110 cm		
$\gamma_{A1}$				
spinta dovuta al terreno (S1)	495 kg	braccio	36,6667 cm	1
spinta dovuta al sovraccarico (S2)	261 kg	braccio	55 cm	1
forza d'inerzia orizzontale	216 kg	braccio	36,67 cm	1
Sforzo Normale ( $N_{Ed}$ )	572 kg			
Momento flettente ( $M_{Ed}$ )	40416 kgcm			
Taglio ( $V_{Ed}$ )	972 kg			
	$\phi$ (mm)	passo (cm)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	
Armatura lato interno teso	10	20	3,93	
Armatura lato esterno compresso	10	20	3,93	
Copriferro	5 cm			
	d =	15 cm	=	150 mm
	$b_w$ =	100 cm	=	1000 mm
	$\rho_1$ =	0,002618		
	$\sigma_{cp}$ =	0,2859725 kg/cmq = 0,028597 N/mm <sup>2</sup>		
	k =	2		
	$v_{min}$ =	0,401652 N/mm <sup>2</sup>		
Resistenza a taglio	$V_{Rd}$ =	60891 N	=	6089 kg
Momento resistente	$M_{Rd}$ =	276742 kgcm		
VERIFICHE				
	$M_{Ed}/M_{Rd}$ =	0,146	VERIFICA SODDISFATTA	
	$V_{Ed}/V_{Rd}$ =	0,160	VERIFICA SODDISFATTA	

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI BASE PER UN METRO DI MURO**

lunghezza della mensola 20 cm  
 $\sigma_{max}$  0,56 kg/cmq  
 carico lineare sulla mensola 56 kg/cm

Momento flettente (M) 11126 kgcm  
 Taglio (T) 1113 kg

	$\phi$ (mm)	passo (cm)	$A_{sl}$ (cm <sup>2</sup> )
Armatura lato inferiore teso	<b>10</b>	<b>20</b>	3,93
Armatura lato superiore compresso	<b>10</b>	<b>20</b>	3,93

Copriferro

	<b>5 cm</b>		
d =	15 cm	=	150 mm
$b_w$ =	100 cm	=	1000 mm
$\rho_1$ =	0,002618		
$\sigma_{cp}$ =	0 kg/cmq =		0 N/mm <sup>2</sup>
k =	2		
$v_{min}$ =	0,401652 N/mm <sup>2</sup>		

Resistenza a taglio

$V_{Rd}$ =	60248 N	=	6025 kg
------------	---------	---	---------

Momento resistente

$M_{Rd}$ =	<b>276742 kgcm</b>
------------	--------------------

**VERIFICHE**

$M_{Ed}/M_{Rd} =$	0,040	<i>VERIFICA SODDISFATTA</i>
$V_{Ed}/V_{Rd} =$	0,185	<i>VERIFICA SODDISFATTA</i>

**COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA (CASO -  $k_v$ )**

**DATI**

altezza muro fuori terra	<b>110</b> cm
altezza massima terreno imbarcato	<b>132</b> cm
spessore muro	<b>20</b> cm
spessore soletta di base	<b>20</b> cm
lunghezza sbalzo anteriore	<b>20</b> cm
lunghezza totale soletta (B)	<b>100</b> cm
peso specifico terreno	<b>1722</b> kg/mc
peso specifico c.a.	<b>2500</b> kg/mc
inclinazione terreno $i$	<b>20</b> °
inclinazione muro $\beta$	<b>0</b> °
angolo di attrito interno terreno $\phi$	<b>21,9</b> °
coefficiente di spinta attiva $\lambda_a$	0,46
$k_h$ coefficiente sismico orizzontale	<b>0,080</b>
$k_v$ coefficiente sismico verticale	-0,040
totale carichi verticali $W$	2380 kg
spinta statica $F$ (calcolata per $i$ e $\beta$ )	906,51 kg/m
spinta sismica $F'$	189,96 kg/m
tensione SLU terreno (GEO)	<b>1,00</b> kg/cm <sup>2</sup>
sovraccarico	<b>500,00</b> kg/m <sup>2</sup>

**FORZE PER UN METRO DI MURO**

		BRACCIO RISPETTO AD A	$\gamma_{A1}$
peso parete verticale (P1)	528,055 kg	30 cm	1
peso soletta (P2)	480,05 kg	50 cm	1
peso terreno imbarcato (P3)	1199 kg	70 cm	1
risultante sovraccarico (P4)	172,818 kg	70 cm	0,6
totale carichi verticali $W$	2380 kg		
spinta dovuta al terreno (S1)	907 kg	50,61 cm	1
spinta dovuta al sovraccarico (S2)	297 kg	65 cm	0,6
spinta dovuta al sisma	190 kg	50,61 cm	1
spinta di contrasto a valle (0,5 kp)	397 kg	16,67 cm	1

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante	131066,64 kgcm	
Momento destabilizzante	67072 kgcm	
$M_s/M_d =$	<b>1,95 <math>\geq</math> 1</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Forza stabilizzante	2016 kg	
Forza destabilizzante	1275 kg	
$F_s/F_d =$	<b>1,58 <math>\geq</math> 1</b>	<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>

**MATERIALI**

Calcestruzzo C25/30

$R_{ck} =$	<b>350</b> kg/cm <sup>2</sup> =	35 N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	290,5 kg/cm <sup>2</sup> =	29,05 N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	164,62 kg/cm <sup>2</sup> =	16,462 N/mm <sup>2</sup>

Acciaio B450C

$f_{yk} =$	<b>4500</b> kg/cm <sup>2</sup> =	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd} =$	3913 kg/cm <sup>2</sup> =	391,3 N/mm <sup>2</sup>

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARETE ALLA GENERICA QUOTA PER UN METRO DI MURO				
Quota, rispetto all'estradosso della soletta, alla quale valutare le sollecitazioni:				0 cm
lunghezza della mensola		110 cm		
$\gamma_{A1}$				
spinta dovuta al terreno (S1)	457 kg	braccio	36,6667 cm	1
spinta dovuta al sovraccarico (S2)	241 kg	braccio	55 cm	1
forza d'inerzia orizzontale	190 kg	braccio	36,67 cm	1
Sforzo Normale ( $N_{Ed}$ )	528 kg			
Momento flettente ( $M_{Ed}$ )	36977 kgcm			
Taglio ( $V_{Ed}$ )	888 kg			
	$\phi$ (mm)	passo (cm)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	
Armatura lato interno teso	10	20	3,93	
Armatura lato esterno compresso	10	20	3,93	
Copriferro	5 cm			
	d =	15 cm	=	150 mm
	$b_w$ =	100 cm	=	1000 mm
	$\rho_1$ =	0,002618		
	$\sigma_{cp}$ =	0,2640275 kg/cmq = 0,026403 N/mm <sup>2</sup>		
	k =	2		
	$v_{min}$ =	0,401652 N/mm <sup>2</sup>		
Resistenza a taglio	$V_{Rd}$ =	60842 N	=	6084 kg
Momento resistente	$M_{Rd}$ =	276742 kgcm		
VERIFICHE				
	$M_{Ed}/M_{Rd}$ =	0,134	VERIFICA SODDISFATTA	
	$V_{Ed}/V_{Rd}$ =	0,146	VERIFICA SODDISFATTA	

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI BASE PER UN METRO DI MURO**

lunghezza della mensola 20 cm  
 $\sigma_{max}$  0,56 kg/cmq  
 carico lineare sulla mensola 56 kg/cm

Momento flettente (M) 11130 kgcm  
 Taglio (T) 1113 kg

	$\phi$ (mm)	passo (cm)	$A_{sl}$ (cm <sup>2</sup> )
Armatura lato inferiore teso	<b>10</b>	<b>20</b>	3,93
Armatura lato superiore compresso	<b>10</b>	<b>20</b>	3,93

Copriferro

	<b>5 cm</b>		
d =	15 cm	=	150 mm
$b_w$ =	100 cm	=	1000 mm
$\rho_1$ =	0,002618		
$\sigma_{cp}$ =	0 kg/cmq =		0 N/mm <sup>2</sup>
k =	2		
$v_{min}$ =	0,401652 N/mm <sup>2</sup>		

Resistenza a taglio

$V_{Rd}$ =	60248 N	=	6025 kg
------------	---------	---	---------

Momento resistente

$M_{Rd}$ =	<b>276742 kgcm</b>
------------	--------------------

**VERIFICHE**

$M_{Ed}/M_{Rd} =$	0,040	<i>VERIFICA SODDISFATTA</i>
$V_{Ed}/V_{Rd} =$	0,185	<i>VERIFICA SODDISFATTA</i>

## 2. RELAZIONE SUI MATERIALI

Per quanto riguarda gli interventi, si prevede l'utilizzo dei materiali di seguito specificati.

- *Calcestruzzo C 28/35 (per muro in c.a. lato est)*
  - resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
  - resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 249 \text{ kg/cm}^2$
  - modulo elastico ( $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$ ):  $E_{cm} = 326.000 \text{ kg/cm}^2$
  - densità:  $\gamma = 2.400 \text{ kg/m}^3$
  
- *Calcestruzzo C 25/30 (per fondazione muro a secco lato ovest)*
  - resistenza caratteristica cubica:  $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$
  - resistenza caratteristica cilindrica:  $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 291 \text{ kg/cm}^2$
  - modulo elastico ( $E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$ ):  $E_{cm} = 314.500 \text{ kg/cm}^2$
  - densità:  $\gamma = 2.400 \text{ kg/m}^3$
  
- *Acciaio per cemento armato normale B450C:*
  - tensione caratteristica di snervamento:  $f_{yk} = 4.500 \text{ kg/cm}^2$
  - tensione caratteristica di rottura:  $f_{yt} = 5.400 \text{ kg/cm}^2$
  
- *Caratteristiche Blocco LOFFEL considerato nel calcolo*
  - Peso blocco singolo: 60 kg
  - Dimensioni: 45x50x18 cm
  - Calcestruzzo classe: C32/40
  - Permeabilità: penetrazione massima 20 mm, secondo UNI EN 12390/8
  - Classe di esposizione: XC3
  - densità:  $\gamma = 2.400 \text{ kg/m}^3$

I criteri in base ai quali si definisce la **durabilità del calcestruzzo** fanno riferimento al contenuto di cemento, al rapporto a/c ed allo spessore del copriferro. Questi criteri sono comuni a tutte le normative riguardanti la durabilità: all'aumentare dell'intensità dell'attacco si aumenta il contenuto minimo di cemento, si riduce il rapporto a/c, si aumenta lo spessore del copriferro.

### Copriferro

Indicando con  $c_{nom}$  il valore nominale di progetto, con  $c_{min}$  il valore minimo del copriferro e con  $\Delta c_{dev}$  la tolleranza di esecuzione, il copriferro nominale di progetto è dato da:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Se non si prescrivono controlli di qualità in cantiere che comportino la misura dei copriferri, il valore raccomandato di  $\Delta c_{dev}$  è 10 mm.

Il valore minimo del copriferro è dato da:

$$c_{min} = \text{MAX} (c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm})$$

essendo  $c_{min,b}$  il copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature e  $c_{min,dur}$  il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità). Il valore di  $c_{min,b}$  è da assumersi pari al diametro della barra: nel caso in esame il massimo diametro prevedibile per le barre più esterne è sempre superiore a  $c_{min,dur}$ , per cui  $c_{min} = \text{MAX} (c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}) = c_{min,b}$ .

Il valore di  $c_{min,dur}$  è funzione della classe strutturale e della classe ambientale e si ricava dalla tabella 4.4N dell'Eurocodice 2.

Tab. 4.4 N - Copriferro minimo richiesto (mm)							
Classe strutturale	Classi di esposizione ambientale in accordo con il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

La classe strutturale da prendere normalmente a riferimento per gli edifici è la S4 (vita media di progetto della struttura 50 anni). A partire dalla classe strutturale di progetto della struttura, per il dimensionamento del copriferro minimo può farsi riferimento ad altre classi strutturali qualora sussistano le condizioni riportate nella tabella 4.3N.

Tab. 4.3N - Classe Strutturale							
Criteri	Classi di esposizione ambientale in accordo con il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita di progetto di 100 anni	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2	Incrementa la classe di 2
Classe di resistenza	≥C30/37 Riduci classe di 1	≥C30/37 Riduci classe di 1	≥C35/40 Riduci classe di 1	≥C40/50 Riduci classe di 1	≥C40/50 Riduci classe di 1	≥C40/50 Riduci classe di 1	≥C45/55 Riduci classe di 1
Parti strutturali con geometria a piastra	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1
Speciali controlli di qualità sui calcestruzzi	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1	Riduci classe di 1

Dato che la struttura in esame rientra nel criterio di "Parti strutturali con geometria a piastra", è possibile ridurre la classe strutturale di una unità, passando da S4 a S3. Ne consegue che il valore di  $c_{min,dur}$  è:

- $c_{min,dur} = 20$  mm per le classi di esposizione XC2 e XC3.

Il valore minimo del copriferro è quindi:

- $c_{min} = \text{MAX}(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}) = \text{MAX}(8 \text{ mm}; 20 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 20$  mm per la classe di esposizione XC2-XC3

Il copriferro nominale di progetto vale pertanto:

- $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30$  mm per le classi di esposizione XC2 e XC3.

### Classe di resistenza

Per le classi di esposizione XC1 e XC2, la minima classe di resistenza del calcestruzzo indicata per le costruzioni normali ( $V_N = 50$  anni) dalle norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 (prospetto 4, riportato a lato) è **C25/30**.

Per la classe di esposizione XC3, la minima classe di resistenza del calcestruzzo indicata per le costruzioni normali ( $V_N = 50$  anni) dalle norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 (prospetto 4, riportato a lato) è **C28/35**.

	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione			
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4
Massimo rapporto $a/c$	-	0,60		0,55	0,50
Minima classe di resistenza <sup>1)</sup>	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40
Minimo contenuto in cemento ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	-	300		320	340
Contenuto minimo in aria (%)					
Altri requisiti					

Si prescrive comunque in tutti i casi calcestruzzo di classe **C28/35**.

### Contenuto di cemento

Per le classi di esposizione XC1 e XC2, il valore limite del minimo contenuto di cemento indicato per le costruzioni normali ( $V_N = 50$  anni) dalle norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 (prospetto 4, riportato sopra) è **300  $\text{kg}/\text{m}^3$** .

Per la classe di esposizione XC3, il valore limite del minimo contenuto di cemento indicato per le costruzioni normali ( $V_N = 50$  anni) dalle norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 (prospetto 4, riportato sopra) è **320  $\text{kg}/\text{m}^3$** .

Si prescrive comunque in tutti i casi un contenuto minimo di cemento pari a **320  $\text{kg}/\text{m}^3$** .

### Rapporto $a/c$

Per le classi di esposizione XC1 e XC2, il valore limite del massimo rapporto  $a/c$  indicato per le costruzioni normali ( $V_N = 50$  anni) dalle norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 (prospetto 4, riportato sopra) è 0,6.

Per la classe di esposizione XC3, il valore limite del massimo rapporto  $a/c$  indicato per le costruzioni normali ( $V_N = 50$  anni) dalle norme UNI EN 206-1 e UNI 11104 (prospetto 4, riportato sopra) è 0,55.

Si prescrive comunque in tutti i casi un valore del massimo rapporto  $a/c$  pari a **0,55**.



### 3. MODELLAZIONE SISMICA

#### 3.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE DEL SITO DI COSTRUZIONE

Per l'intervento in esame, ubicato nel comune di San Lazzaro di Savena (coordinate geografiche del sito: 11,408 E; 44,470 N), sono stati considerati i seguenti valori di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento:

- $V_N = 50$  anni;
- Classe d'uso II (costruzione il cui uso preveda normali affollamenti)  $\rightarrow C_U = 1$ ;
- $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni (periodo di riferimento per l'azione sismica).

#### 3.2. AZIONE SISMICA

Per quanto riguarda le categorie di sottosuolo e topografica, con riferimento alla relazione riguardante il "modello geologico, sismico e geotecnico", redatta dal Dott. Geol. Paolo Trenti e dal Dott. Geol. Maria Cristina Verrecchia nel marzo 2024, si assume:

- Categoria di sottosuolo: B;
- Categoria topografica: T1.

Quindi, in riferimento alla zona in esame e agli stati limite di salvaguardia della vita (SLV) i parametri sismici sono:

- $a_g/g = 0.175$
- coefficiente di amplificazione topografica = 1.0
- coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1.2
- coefficiente  $\beta$  (secondo §7.11.6.2.1 delle NTC2018) = 0.38