

AUTOSTRADA (A13) BOLOGNA – PADOVA


AMPLIMENTO ALLA TERZA CORSIA TRATTO : MONSELICE - PADOVA

PROGETTO ESECUTIVO

AU-CORPO STRADALE IDROLOGIA ED IDRAULICA IDRAULICA RISOLUZIONE INTERFERENZE MINORI INTERVENTO ANTINFILTRAZIONE ARGINALE Relazione di calcolo muri di sostegno
--

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Marco D'Angelantonio Ord. Ingg. Milano N. 20155 Responsabile Geotecnica all'aperto	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Mario Brugnoli Ord. Ingg. Roma N. A24306	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Piero Bongio Ord. Ingg. Sondrio N. A5384 T.A. - Geologia e Geotecnica
--	--	---

CODICE IDENTIFICATIVO											Ordinatore
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	WBS	PARTE D'OPERA	Tipo	Disciplina	Progressivo	Rev.	-
111315	0000	PE	AU	IDR	II000	00000	R	APE	0104	1	SCALA

	ENGINEERING COORDINATOR:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE		
	Ing. Mario Brugnoli Ord. Ingg. Roma N. A24306						n.	data	
							0	DICEMBRE 2021	
							1	APRILE 2022	
REDATTO:		VERIFICATO:							

VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Maurizio Torresi	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	--

Sommario

1	PREMESSA	3
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.2	DOCUMENTAZIONE DI PRGETTO	4
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	4
2.4	SOFTWARE	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI DELLE OPERE IN C.A.	5
3.2	COPRIFERRO.....	6
3.3	CALCESTRUZZO	7
3.3.1	<i>Fondazione muri</i>	7
3.3.2	<i>Elevazione muri</i>	7
3.4	ACCIAIO.....	8
4	DESCRIZIONE DELL'OPERA	9
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	10
6	INQUADRAMENTO SISMICO	11
6.1	CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA	11
6.2	TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO	11
6.3	ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO	12
6.4	PARAMETRI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE	13
6.5	ACCELERAZIONE MASSIMA AL SITO	14
7	ANALISI DELL'OPERA – METODO DI CALCOLO	15
7.1	PESI PROPRI.....	15
7.2	SPINTA DELLE TERRE	15
7.3	SPINTA DELL'ACQUA	16
7.4	SOVRACCARICO ACCIDENTALE.....	16
8	CRITERI DI VERIFICA	17
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI.....	17
8.2	COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI	17
8.3	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	17
8.3.1	<i>VERIFICHE A RIBALTAMENTO</i>	18
8.3.2	<i>VERIFICHE A SCORRIMENTO</i>	18
8.3.3	<i>VERIFICHE A CARICO LIMITE</i>	19
8.3.4	<i>VERIFICHE STABILITA' GLOBALE</i>	19
9	RISULTATI DELL'ANALISI	21
9.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	25
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI	40
9.3	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI	74
9.4	VERIFICA DI STABILITA GLOBALE	74
10	CONCLUSIONI	83

1 PREMESSA

Nella presente relazione si riportano le verifiche geotecniche e strutturali dei muri di sostegno per la sistemazione finale degli argini in corrispondenza del VI01X e VI04X, nell'ambito del progetto esecutivo dell'Ampliamento alla 3^a corsia della tratta Monselice – Padova, dalla progr. km 88+575 (svincolo di Monselice) alla progr. km 100+650 (svincolo di Padova Sud) dell'Autostrada A13 Bologna Padova.

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente richiamata al paragrafo 2.1.

Al paragrafo 5 è riportato l'inquadramento geotecnico dei terreni presenti nell'area in esame.

L'opera di sostegno è calcolata tenendo conto dell'azione sismica secondo quanto riportato al paragrafo 6.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1]. D.M. Lavori Pubblici 14/01/2008 - "Norme tecniche per le costruzioni". Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M.14/01/08
- [2]. Circolare 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008.
- [3]. UNI EN 1992-1-1. Novembre 2005 - Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- [4]. UNI EN 1998-1-1. Ottobre 1997 - Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1-1:Regole generali – Azioni sismiche e requisiti generali per le strutture
- [5]. UNI EN 1998-5. Ottobre 1994 - Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- [6]. UNI ENV 1997-1. Aprile 1997 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1:Regole generali.
- [7]. UNI EN 206-1:2006 -Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [8]. UNI 11104:2004 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.2 DOCUMENTAZIONE DI PRGETTO

- [9]. Relazione geotecnica di progetto
- [10]. Profili geotecnici di progetto
- [11]. Elaborati grafici relativi dell'opera in progetto
- [12]. Relazione di calcolo delle barriere fonoassorbenti

2.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [13]. Boweles, J. (1998), "Fondazioni progetto e analisi", Mc Graww-Hill.
- [14]. Viggiani, C. (1999), "Fondazioni", Hevelius.
- [15]. Lancellotta, R. (1987), "Geotecnica", Zanichelli.

2.4 SOFTWARE

- [16]. Fogli excel

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Il progetto strutturale dell'opera in esame, svolto secondo il metodo degli stati limite, prevede l'uso dei materiali con le caratteristiche meccaniche minime riportate nei paragrafi seguenti.

La classe di resistenza dei calcestruzzi è stata stabilita in funzione della classe di esposizione e soddisfa i requisiti minimi della norma UNI 11104 -2004.

3.1 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI DELLE OPERE IN C.A.

La durabilità di un'opera dipende dalle condizioni ambientali e dalle azioni di tipo chimico-fisiche che possono interessarne gli elementi strutturali nell'arco della vita utile della struttura. Tali azioni, non prese in conto nell'analisi strutturale, richiedono un'opportuna scelta del materiale strutturale e adeguate disposizioni costruttive.

Il requisito di durabilità si ritiene soddisfatto quando la struttura, per il periodo di vita previsto, è in grado di assolvere le sue funzioni senza limitazioni d'uso essendo soggetta solo a manutenzione ordinaria.

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.

In accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.1.III e 4.1.IV del D.M. 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

Tabella 1. Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 2. Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

3.2 COPRIFERRO

Le caratteristiche di durabilità dei calcestruzzi da impiegare nelle opere di progetto sono valutate secondo la Normativa Europea ENV 206 secondo quanto stabilito dal D.M. 14.01.2008.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro minimo di progetto".

Fondazioni

C	C28/35	Classe di resistenza adottata	
Rck	35	Resistenza cubica a compressione	
	XC2	Classe di esposizione	
	Ordinarie	ambiente	6
Vn	50	Vita nominale	
tipo barre	1	barre da c.a. elementi a piastra	
C	20	Copriferro progetto per vita nominale 50 anni	
	0	incremento per vita nominale maggiore di 50 anni	
	0	$C_{min} \leq C < C_o$	
	10	tolleranza di posa (compresa tra 5 e 10mm)	
	0	Elementi sottoposti a controllo di qualità	NO
C	30	Copriferro minimo progetto	

Elevazioni

C	C32/40	Classe di resistenza adottata	
Rck	40	Resistenza cubica a compressione	
	XF2	Classe di esposizione	
	Aggressive	ambiente	
Vn	50	Vita nominale	
tipo barre	1	barre da c.a. elementi a piastra	
C	30	Copriferro progetto per vita nominale 50 anni	
	0	incremento per vita nominale maggiore di 50 anni	
	0	$C_{min} \leq C < C_o$	
	10	tolleranza di posa (compresa tra 5 e 10mm)	
	0	Elementi sottoposti a controllo di qualità	NO
C	40	Copriferro minimo progetto	

In funzione della condizione ambientale e della vita utile, per uniformare la scelta del copriferro in fondazione e in elevazione si stabilisce copriferro minimo di 40mm.

3.3 CALCESTRUZZO

3.3.1 Fondazione muri

C28/35			Classe di resistenza
R_{ck}	\geq	35 MPa	Resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	$=$	28.00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
γ_c	$=$	1.50	coefficiente del materiale
α_{cc}	$=$	1.00	coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
		32	
E_{cm}	$=$	308.25 MPa	Modulo elastico (istantaneo)
ν	$=$	0.20	Coefficiente di Poisson
f_{ck}	$=$	18.67 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
f_{ctm}	$=$	2.77 MPa	Resistenza a trazione semplice (assiale)
f_{ctk}	$=$	1.94 MPa	Resistenza a trazione semplice (assiale) caratteristica
f_{cfm}	$=$	3.32 MPa	Resistenza (media) a trazione per flessione
f_{cfk}	$=$	2.32 MPa	Resistenza a trazione per flessione caratteristica
f_{cd}	$=$	18.67 MPa	resistenza di calcolo a compressione
f_{ctd}	$=$	1.29 MPa	resistenza di calcolo a trazione
σ_{ci}	$=$	19.60 MPa	massima compressione iniziale
$\sigma_{ce,rara}$	$=$	16.80 MPa	massima compressione in esercizio per combinazione rara
			massima compressione in esercizio per combinazione quasi permanente
$\sigma_{ce,qp}$	$=$	12.60	
σ_c	$=$	7.00 MPa	Tensione normale massima per <u>cls non armato</u> (comb. rara)
τ_c	$=$	0.41 MPa	Tensione tangenziale massima per <u>cls non armato</u> (comb. rara)
σ_c	$=$	8.40 MPa	Tensione normale massima per <u>cls deb. armato</u> (comb. rara)
τ_c	$=$	0.58 MPa	Tensione tangenziale massima per <u>cls deb armato</u> (comb. rara)
XC2			classe di esposizione
S4-S5			classe di consistenza

3.3.2 Elevazione muri

C32/40			Classe di resistenza
R_{ck}	\geq	40 MPa	Resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	$=$	32.00 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
γ_c	$=$	1.50	coefficiente del materiale
α_{cc}	$=$	1.00	coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
		33	
E_{cm}	$=$	345.76 MPa	Modulo elastico (istantaneo)
ν	$=$	0.20	Coefficiente di Poisson
f_{ck}	$=$	21.33 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
f_{ctm}	$=$	3.02 MPa	Resistenza a trazione semplice (assiale)
f_{ctk}	$=$	2.12 MPa	Resistenza a trazione semplice (assiale) caratteristica
f_{cfm}	$=$	3.63 MPa	Resistenza (media) a trazione per flessione
f_{cfk}	$=$	2.54 MPa	Resistenza a trazione per flessione caratteristica

f_{cd}	=	21.33	MPa	resistenza di calcolo a compressione
f_{ctd}	=	1.41	MPa	resistenza di calcolo a trazione
σ_{ci}	=	22.40	MPa	massima compressione iniziale
$\sigma_{ce,rara}$	=	19.20	MPa	massima compressione in esercizio per combinazione rara
$\sigma_{ce,qp}$	=	14.40		massima compressione in esercizio per combinazione quasi permanente
σ_c	=	8.00	MPa	Tensione normale massima per <u>cls non armato</u> (comb. rara)
τ_c	=	0.44	MPa	Tensione tangenziale massima per <u>cls non armato</u> (comb. rara)
σ_c	=	9.60	MPa	Tensione normale massima per <u>cls deb. armato</u> (comb. rara)
τ_c	=	0.64	MPa	Tensione tangenziale massima per <u>cls deb armato</u> (comb. rara)
XC2/XF				
2				classe di esposizione
S4-S5				classe di consistenza

Le verifiche sono state effettuate utilizzando il solo calcestruzzo C28/35 sia per il paramento che per la fondazione del muro, al fine di effettuare una verifica cautelativa.

3.4 ACCIAIO

Per la realizzazione delle opere in conglomerato cementizio armato è previsto l'utilizzo di acciaio in barre ad aderenza migliorata di tipo B450C rispondenti alle seguenti caratteristiche meccaniche:

Acciaio	B450C		
tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥	540.00 MPa
tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥	450.00 MPa
coefficiente del materiale	γ_s	=	1.15
tensione caratteristica di snervamento di calcolo	f_{yd}	≥	391.30 MPa
Modulo elastico	E_s	=	206 000.00 MPa

4 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'opera è di tipo a mensola e la sua funzione è quella di muro di sostegno per la sistemazione definitiva degli argini dei canali in corrispondenza del VI01X e VI04X. Di seguito, in Figura 4-1, se ne illustra la sezione trasversale tipologica:

Geometria	H	A	B	C	D	E	Micropali		
							Diametro	Spessore	Mplastico
	m	m	m	m	m	m	mm	mm	kN*m
Muro d'argine Bagnarolo lato SP_A	3.60	4.60	2.00	2.00	0.80	0.60	219.1	8	121
Muro d'argine Bagnarolo lato SP_B	3.65	4.60	2.00	2.00	0.80	0.60	219.1	8	121
Muro d'argine Vigenzone lato SP_A	3.77	5.60	2.50	2.50	0.80	0.60	219.1	16	224
Muro d'argine Vigenzone lato SP_B	4.30	5.60	2.50	2.50	0.80	0.60	219.1	16	224

La soluzione di utilizzare dei micropali ha scopo analogo a quello di un dente di fondazione ha cioè esclusivamente la funzione di contrastare lo scorrimento della struttura. Nel caso specifico del palo questi oppone la sua resistenza pari alla minore tra la sua resistenza a taglio e la resistenza per carichi orizzontali del terreno calcolata secondo Broms.

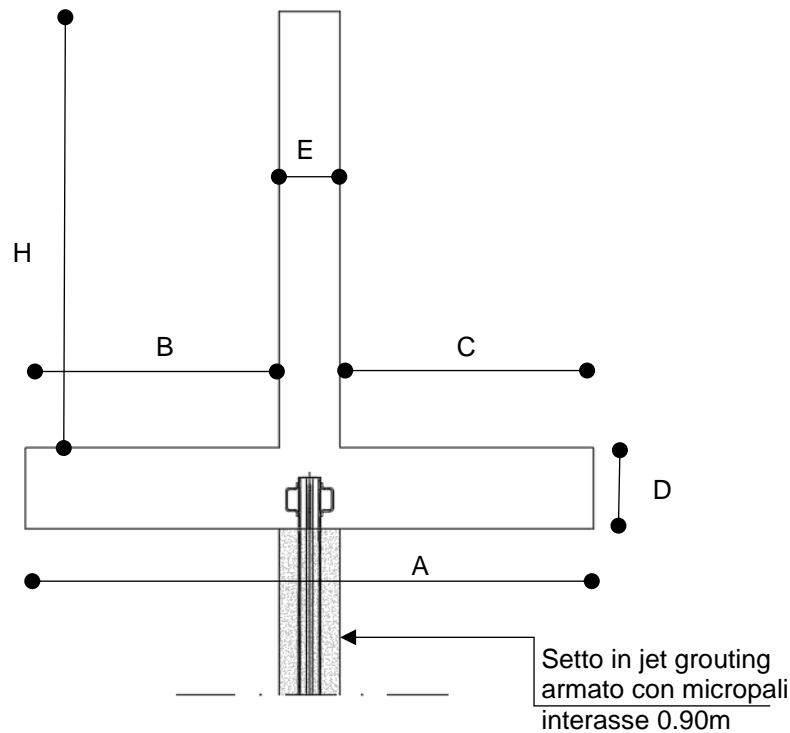


Figura 4-1. Sezione trasversale tipologica

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le condizioni stratigrafiche di riferimento per il sottosuolo del progetto in esame sono rappresentate nei *Profili Geotecnici*, cui si fa rimando per maggiori dettagli. La scelta dei parametri costitutivi dei terreni che interessano le opere in oggetto, utilizzati nelle analisi svolte, sono stati desunti dalla *Relazione Geotecnica Generale*.

La tabella seguente riporta i parametri geotecnici rappresentativi dei terreni in cui si inseriscono le opere oggetto della presente relazione. Il passaggio stratigrafico è fissato alla quota del p.c. locale esterno al rilevato. La falda è posta al piano di posa della fondazione.

Tabella 5-1. – Parametri di geotecnici di riferimento

unità	Peso specifico γ [kN/m ³]	Angolo d'attrito ϕ' [°]	Coesione drenata c' [kPa]	Coesione non drenata C_u [kPa]	Modulo elastico E [kPa]
Terrapieno	19	35	0	-	30000
A1	19	25	5	45	12000
A2	19	35	0	-	30000

Secondo quanto indicato nel profilo geomeccanico il terreno di fondazione è costituito dalla formazione A1.

6 INQUADRAMENTO SISMICO

6.1 CLASSIFICAZIONE DELL'OPERA E VITA ATTESA

In accordo a quanto previsto dalle NTC, la tipologia di opere in progetto può essere definita con riferimento alla tabella n.2.4.1 di cui al seguito

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

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

In relazione alle conseguenze di una interruzione di funzionalità o collasso in caso di sisma l'opera in esame (cfr. tabella n.2.4.II – NTC) viene invece classificata in accordo a quanto riportato in tabella sotto.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue:

$V_N = 50$ anni

Classe d'uso IV

$C_U = 2$

Il periodo di riferimento (V_R) dell'evento sismico viene pertanto definito (cfr. paragrafo n.2.4.3 – NTC) come prodotto tra la vita nominale (V_N) ed il coefficiente d'uso (C_U) ottenendo:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2 = \mathbf{100 \text{ anni}}$$

6.2 TEMPO DI RITORNO DELL'EVENTO SISMICO

Fissato il periodo di riferimento V_R e stabilita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (funzione dello stato limite considerato come indicato in tabella n.4.3), è possibile stimare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R attraverso l'espressione:

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

Tabella 6-1. – Stati limite secondo le NTC e relative probabilità di superamento P_{VR}

Stati limite di esercizio (P_{VR})	Stati limite ultimi (P_{VR})
SLO - Stato limite di operatività (81%)	SLV- Stato limite di salvaguardia (10%)
SLD - Stato limite di danno (63%)	SLD – Stato limite di prevenzione del collasso (5%)

Nel caso specifico in studio si fa riferimento allo stato limite SLV, cui corrisponde il seguente valore del tempo di ritorno dell'evento sismico:

$$T_R = 949 \text{ anni}$$

6.3 ACCELERAZIONE MASSIMA SU SUOLO ROCCIOSO

Il valore di accelerazione orizzontale massima nello specifico sito di interesse va determinato con riferimento ai valori puntuali già definiti per un'apposita griglia (10x10km) da uno studio dell'INGV e riassunti nelle tabelle di cui all'allegato B delle NTC cui si rimanda.

In particolare il valore al sito viene definito mediando (in funzione della distanza) l'entità dell'accelerazione caratteristica dei 4 nodi più prossimi al sito stesso come di seguito indicato (analogo procedimento può essere adottato per gli altri parametri sismici [F_0 e T^*c]):

$$a_g = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{a_{g,i}}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

a_g = accelerazione massima suolo tipo A nel sito

$a_{g,i}$ = accelerazione massima suolo tipo A nell'i-esimo punto

d_i = distanza del sito da i-esimo punto

Qualora la pericolosità sismica su reticolo di riferimento (vedi Allegato B delle NTC DM 14 Gennaio 2008) non contempli il periodo di ritorno corrispondente al V_R e alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} fissate in progetto, il valore del generico parametro p (a_g , F_0 , T^*c) ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione, a partire dai dati relativi ai T_R previsti nella pericolosità sismica, utilizzando l'espressione seguente:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

nella quale:

- p è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;
- T_{R1} , T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone dei valori p_1 e p_2 del generico parametro p .

I valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Nel caso specifico in studio facendo riferimento alla Relazione Geotecnica Generale si considerano alle seguenti coordinate geografiche (WGS84), considerate le peggiori lungo la tratta:

Latitudine: **45.331**

Longitudine: **11,837**

Tabella 6-2. – Parametri di pericolosità sismica riferiti a suolo tipo A

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	60	0.038	2.516	0.258
Danno (SLD)	101	0.045	2.475	0.298
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.091	2.695	0.361
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.115	2.664	0.376
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			

6.4 PARAMETRI DI AMPLIFICAZIONE LOCALE

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i seguenti parametri:

Parametro S_s : Effetti stratigrafici

Parametro S_T : Effetti topografici

Il parametro S_s che tiene conto degli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia, viene calcolato in funzione della categoria di sottosuolo e della sismicità locale.

Nel caso specifico in studio si assume quanto segue (vedere anche relazione geotecnica):

Categoria di suolo tipo **D**

$S_s = 1.80$

Per quanto concerne gli effetti topografici si fa riferimento alla tabella n.3.2.VI delle NTC. Nel caso specifico in studio (terreno pressoché pianeggiante) si assume:

Categoria pendio: **T1**

$S_T = 1.0$

6.5 ACCELERAZIONE MASSIMA AL SITO

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) è calcolata come prodotto dell'accelerazione al substrato (a_g) e dei fattori di amplificazione (S_s ed S_T).

Si ottiene pertanto:

$$a_{max} = a_g \times S = a_g \times S_T \times S_s$$

Da cui:

$$a_{max} \cong 0.081g \quad (\text{SLD})$$

$$a_{max} \cong 0.1638g \quad (\text{SLV})$$

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudostatici. Nell'analisi pseudostatica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

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

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

Per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

Nel caso, invece, di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si assume che l'incremento di spinta dovuto al sisma agisca a metà altezza del muro e il coefficiente β_m assume valore:

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

	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

Sia assume quindi un valore di β_m pari a 0.18.

7 ANALISI DELL'OPERA – METODO DI CALCOLO

7.1 PESI PROPRI

Il programma calcola automaticamente il peso proprio della struttura a partire dalla geometria e dal peso specifico adottato per il calcestruzzo armato pari a 25kN/m³.

7.2 SPINTA DELLE TERRE

Vista la tipologia delle opere si fa riferimento ad un regime di **spinta "attiva"**

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso specifico γ , su una parete di altezza H, risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione:

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da **Muller-Breslau**, espresso come:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \times \sin(\alpha - \delta) \times \left[1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Dove:

- ϕ è l'angolo d'attrito del terreno;
- α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale);
- δ è l'angolo d'attrito terreno-parete;
- β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale. La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno/parete δ rispetto alla normale alla parete.

Per tenere conto dell'incremento di spinta dovuto al sisma si fa invece riferimento al metodo di *Mononobe-Okabe*. Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale:

$$A = [\cos^2(\beta + \theta)] / [\cos^2 \beta \cos \theta]$$

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica S') esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione:

$$S' = 1/2 (1 \pm k_v) \gamma H^2 K_a$$

Ove K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da:

- per $\beta \leq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- per $\beta > \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \text{sen}^2 \psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

Oltre a questo incremento il codice di calcolo tiene conto anche delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze (applicate nel baricentro dei pesi) vengono valutate come di seguito indicato:

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi.

Nel caso specifico in studio i coefficienti sismici k_h e k_v valgono (cfr. NTC – tabella n.7.1.II e paragrafo n.4.5):

$$k_h = \beta_m a_{max}/g$$

$$k_v = 0.5k_h$$

Nei calcoli si è utilizzato $k_h=0.0294$ e $k_v=0.0147$.

7.3 SPINTA DELL'ACQUA

La spinta dell'acqua sul paramento è stata considerata a vantaggio di sicurezza come un sovraccarico permanente uniformemente distribuito che produce in valore assoluto la stessa risultante di una distribuzione triangolare ma applicata ad $H/2$. La sottospinta dell'acqua data la presenza del setto impermeabile è stata considerata agente solo sulla scarpa di monte.

7.4 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Si tiene conto del carico dovuto al traffico veicolare a tergo dell'opera di sostegno mediante una pressione omogenea pari a 10kPa e 5 kPa (valore "caratteristico") applicata a tergo del muro rispettivamente in condizioni statiche ed in condizioni sismiche.

8 CRITERI DI VERIFICA

8.1 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche strutturali vengono svolte con riferimento alla teoria dello stato limite (SLU-SLE-SLV) considerando le caratteristiche di resistenza dei materiali di Norma secondo le classi definite negli elaborati grafici di progetto.

8.2 COMBINAZIONI DI CARICO E COEFFICIENTI PARZIALI

I coefficienti considerati nelle varie combinazioni di carico sono riassunti nella seguente tabella seguente.

Combinazione		Coefficienti di combinazione			
		Accidentale	Vento	Sisma	Urto
SLE-R	Vento	0.75	1.00	0.00	0.00
	Accidentale	1.00	0.60	0.00	0.00
SLE-F	Vento	0.25	0.20	0.00	0.00
	Traffico	0.75	0.00	0.00	0.00
SLE-Q	--	0.25	0.00	0.00	0.00
SLU	Vento	0.75	1.00	0.00	0.00
SLU	Accidentale	1.00	0.60	0.00	0.00
SLU	Urto	0.25	0.00	0.00	1.00
SLV	Sisma	0.25	0.00	1.00	0.00

Tabella 8-1. – Coefficienti di combinazione

Nel caso specifico non sono presenti le azioni dovute al vento ed all'urto e le relative combinazioni

8.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche verranno svolte secondo quanto specificato nei capitoli seguenti considerando i coefficienti parziali di normativa

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

8.3.1 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

Si fa riferimento al paragrafo n.6.5.3.1.1 e 7.11.6.2 delle NTC. La verifica a ribaltamento viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

Stato limite (SLU): EQU

Combinazione 1: EQU+M2

Si verifica che valga:

$$M_{d-r} \leq (M_{d-s})$$

dove:

M_{d-r} = momento di calcolo ribaltante da calcolo muro

M_{d-s} = momento di calcolo stabilizzante da calcolo muro

8.3.2 VERIFICHE A SCORRIMENTO

Si fa riferimento al paragrafo n.6.4.2.1 e 7.11.5.3.1 delle NTC. La verifica di scorrimento sul piano di posa viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

Approccio di calcolo: 2

Combinazione 1: (A1+M1+R3)

Si verifica che valga:

$$H_d \leq (R_d / \gamma_R)$$

Dove:

H_d = azione orizzontale di calcolo all'imposta della fondazione da calcolo del muro

R_d = resistenza di calcolo allo scorrimento

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

La resistenza di calcolo allo scorrimento viene definita sulla base della seguente espressione:

$R_d = N_d \tan(\phi) + H_{dres}/i$ in condizioni drenate

$R_d = c_u \times A + H_{dres}/i$ in condizioni non drenate

dove:

N_d = azione assiale da calcolo del muro

ϕ = angolo di attrito di calcolo

c_u = coesione non drenata

A = area della fondazione

H_{dres} = resistenza offerta dai micropali secondo Broms con i interasse dei micropali in metri

8.3.3 VERIFICHE A CARICO LIMITE

Si fa riferimento al paragrafo n.6.4.2.1 e 7.11.5.3.1 delle NTC. La verifica di capacità portante del terreno viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

Approccio di calcolo: 2

Combinazione 1: (A1+M1+R3)

Si verifica che valga:

$$q_d \leq (q_{lim} / \gamma_R)$$

Dove:

q_d = pressione media (Hansen) all'imposta

q_{lim} = resistenza limite del terreno calcolata con il metodo di Hansen

8.3.4 VERIFICHE STABILITA' GLOBALE

Si fa ricorso ad un modello semplificato basato sulla nota teoria dell'equilibrio limite nell'ambito della quale i terreni sono stati caratterizzati mediante un legame costitutivo rigido-plastico con criterio di rottura di Mohr-Coulomb (analisi in termini di sforzi efficaci).

Tale approccio consente di svincolarsi da tutte le complesse problematiche legate all'analisi dello stato deformativo dell'ammasso e di definire un semplice fattore di sicurezza, convenzionalmente valutato come rapporto tra le forze di taglio potenzialmente mobilitabili lungo la superficie di rottura analizzata e le forze di taglio effettivamente mobilitate sotto l'azione delle forze agenti sull'ammasso (pesi propri, carichi esterni, ecc.).

La letteratura tecnica documenta numerosi metodi per il calcolo del fattore di sicurezza; tra di essi si è optato per quello proposto da Morgenstern and Price.

In condizioni sismiche si ricorre ad un approccio di tipo pseudo-statico che consiste nell'aggiungere ai carichi statici di progetto una forza rappresentativa della forza di inerzia prodotta dal passaggio delle onde sismiche nella massa di terreno. Da un punto di vista operativo si ricorre agli stessi codici impiegati per le analisi statiche con la semplice aggiunta di una forza di volume calcolata come di seguito indicato.

Con riferimento a quanto definito nelle NTC (paragrafo n.7.11.3.5.2) l'azione sismica viene messa in conto per mezzo dei seguenti coefficienti di accelerazione:

$$k_h = \beta_s \cdot a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Dove:

a_{max} = accelerazione massima al suolo

g = accelerazione di gravità

β_s = coefficiente come da tabella seguente

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Si fa riferimento al paragrafo n.6.8.2 e 7.11.4 delle NTC. La verifica di stabilità viene svolta sotto le seguenti ipotesi:

Stato limite (SLU): GEO

Coefficienti parziali: A_2, M_2, R_2 (vedere tabella n.8.1)

Si verifica che valga:

$$\tau_m \leq \tau_s / \gamma_R$$

Dove:

τ_m = sforzo di taglio mobilitato (da calcolare con fattori di cui a tabella n.8.1)

τ_s = sforzo di taglio disponibile (da calcolare con fattori di cui a tabella n.8.1)

γ_R = coefficiente globale sulla resistenza di calcolo

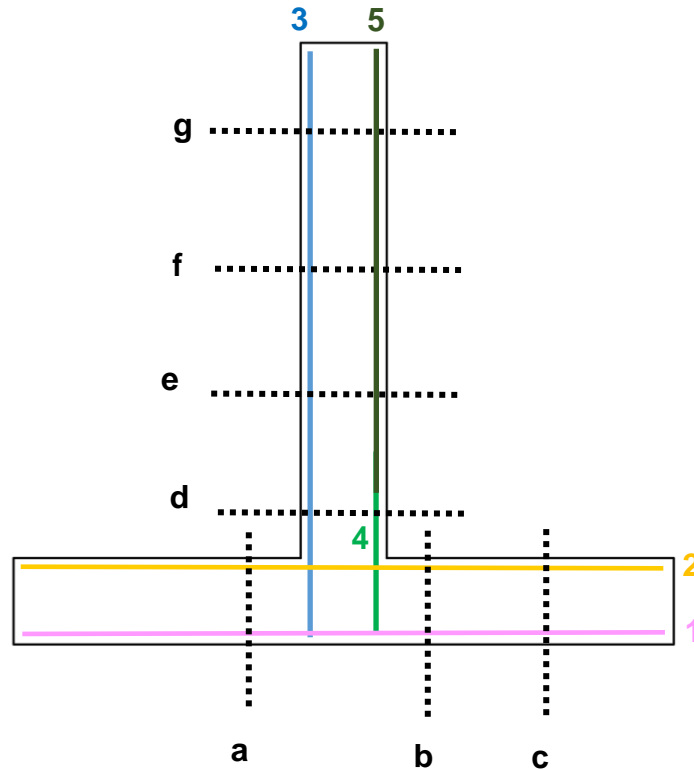
VERIFICA	γ_F			γ_M				γ_R
	Permanenti sfavorevoli		Accidentali sfavorevoli	$\tan(\phi')$	c'	c_u	q_u	
	Strutturali e permanenti definiti (p.p., spinte terra e acqua)	Permanenti non definiti						
STATICA	1.00	1.30	1.30	1.25	1.25	1.40	1.60	1.10
SISMA_SLV	1.0	1.0 ⁽¹⁾	1.0 ⁽¹⁾ (²)	1.25	1.25	1.4	1.6	

⁽¹⁾ – da paragrafo n.7.11.1 NTC
⁽²⁾ – considerare fattori di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3 NTC

Tabella n.8.1 – Analisi di stabilità globale - Coefficienti parziali

9 RISULTATI DELL'ANALISI

Sono state eseguite le verifiche geotecniche e ricavate le caratteristiche di sollecitazione per i muri indicati al capitolo 4. Dal punto di vista strutturale sono state adottate due tipologie di armature in dipendenza dell'altezza del paramento e dell'entità dei momenti flettenti nelle combinazioni SLU, frequente e quasi permanente, secondo il seguente schema.



Di seguito i principali risultati delle analisi e nel capitolo successivo vengono riportate le verifiche geotecniche e strutturali per le sezioni maggiormente sollecitate. Per quanto riguarda le verifiche geotecniche della fondazione sono state realizzate sia in condizione drenate che non drenate e riportati i corrispondenti coefficienti di sicurezza minori.

Verifiche Geotecniche Cond. Non Dren.	Scorrimento		Ribaltamento		Capacità portante	
	FS Statico	FS Sisma	FS Statico	FS Sisma	FS Statico	FS Sisma
Muri d'argine Bagnarolo lato SP_A	1.565	1.982	6.293	6.299	2.738	3.301
Muri d'argine Bagnarolo lato SP_B	1.503	1.906	5.757	5.845	2.633	3.208
Muri d'argine Vigenzone lato SP_A	1.838	2.317	5.375	5.612	3.101	3.653
Muri d'argine Vigenzone lato SP_B	1.561	1.954	7.923	7.535	2.573	3.096

Verifiche Geotecniche Cond.Dren.	Scorrimento		Ribaltamento		Capacità portante	
	FS Statico	FS Sisma	FS Statico	FS Sisma	FS Statico	FS Sisma
Muri d'argine Bagnarolo lato SP_A	1.197	1.402	6.293	6.299	1.651	2.597
Muri d'argine Bagnarolo lato SP_B	1.174	1.374	5.757	5.845	1.586	2.523
Muri d'argine Vigenzone lato SP_A	1.340	1.584	5.375	5.612	1.881	2.975
Muri d'argine Vigenzone lato SP_B	1.238	1.445	7.923	7.535	1.594	2.515

Tabella 9-1. – Riepilogo coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche

Verifiche strutturali	M SLU [kN*m/m]		T SLU [kN/m]		M Rara [kN*m/m]		M Freq. [kN*m/m]		M Q.P. [kN*m/m]		Armature principali al metro				
	sez. b-b	sez. d-d	sez. a-a	sez. d-d	sez. b-b	sez. d-d	sez. b-b	sez. d-d	sez. a-a	sez. d-d	pos. 1	pos. 2	pos. 3	pos. 4	pos.5
Muroi d'argine Bagnarolo lato SP_A	-154.53	209.17	104.85	122.46	-114.78	158.69	-109.76	155.09	83.32	148.62	5 ϕ 22	5 ϕ 22	5 ϕ 18	5 ϕ 22	5 ϕ 18
Muroi d'argine Bagnarolo lato SP_B	-161.54	220.62	109.48	126.72	-120.07	167.41	-114.94	163.67	87.29	156.95	5 ϕ 22	5 ϕ 22	5 ϕ 18	5 ϕ 22	5 ϕ 18
Muroi d'argine Vigenzone lato SP_A	-176.16	250.87	111.01	139.60	-129.47	190.41	-124.01	186.24	109.54	178.74	5 ϕ 22	5 ϕ 22	5 ϕ 22	5 ϕ 26	5 ϕ 22
Muroi d'argine Vigenzone lato SP_B	-250.79	347.23	135.84	169.60	-186.74	263.91	-179.57	258.72	133.46	249.39	5 ϕ 22	5 ϕ 22	5 ϕ 22	5 ϕ 26	5 ϕ 22

Tabella 9-2. – Riepilogo caratteristiche di sollecitazione nel muro

Materiale			
Acciaio	classe	S 355	-
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05	-
Tensione di snervamento	f_{yk}	355	MPa
Tensione di calcolo	f_{yd}	338	MPa
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			
Diametro esterno	D	219.1	mm
Spessore (s <= 40 mm)	s	16	mm
Diametro interno	d	187.1	mm
Momento d'inerzia	I	5.30E-05	m ⁴
Area sezione trasversale	A	1.02E-02	m ²
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	6.61E-04	m ³
Modulo resistente a taglio	$A_v=2A/\pi$	6.50E-03	m ²
Area resistente a taglio	$A^*_v=A$	1.02E-02	m ²
A^*_v/A	a_v	1.000	-
Azioni resistenti elementari			
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	3452	kN
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	1269	kN
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	224	kN·m

Materiale			
Acciaio	classe	S 355	-
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mo}	1.05	-
Tensione di snervamento	f_{yk}	355	MPa
Tensione di calcolo	f_{yd}	338	MPa
Sezione (UNI EN 10219-2:2006)			
Diametro esterno	D	219.1	mm
Spessore (s <= 40 mm)	s	8	mm
Diametro interno	d	203.1	mm
Momento d'inerzia	I	2.96E-05	m ⁴
Area sezione trasversale	A	5.31E-03	m ²
Modulo resistente a flessione	W_{pl}	3.57E-04	m ³
Modulo resistente a taglio	$A_v=2A/\pi$	3.38E-03	m ²
Area resistente a taglio	$A^*_v=A$	5.31E-03	m ²
A^*_v/A	a_v	1.000	-
Azioni resistenti elementari			
Azione assiale resistente	$N_{pl,Rd}$	1794	kN
Taglio resistente	$V_{pl,Rd}$	659	kN
Momento resistente	$M_{pl,Rd}$	121	kN·m

Tabella 9-3. – Calcolo del momento plastico dei micropali

Combinazione A1+M1+R3 Coefficienti di correlazione ξ_3 e ξ_4 pari a 1.7				Combinazione A1+M1+R3 Coefficienti di correlazione ξ_3 e ξ_4 pari a 1.7			
<u>Palo corto:</u>		$H = 1.5k_p\gamma d^3\left(\frac{L}{d}\right)^2$		<u>Palo corto:</u>		$H = 9c_u d^2\left(\frac{L}{d} - 1.5\right)$	
<u>Palo intermedio:</u>		$H = \frac{1}{2}k_p\gamma d^3\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$		<u>Palo intermedio:</u>		$H = -9c_u d^2\left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9c_u d^2\sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9}\frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$	
<u>Palo lungo:</u>		$H = k_p\gamma d^3\sqrt{\left(3.676\frac{M_y}{k_p\gamma d^4}\right)^2}$		<u>Palo lungo:</u>		$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2\sqrt{182.25 + 36\frac{M_y}{c_u d^3}}$	
DATI DI INPUT:				DATI DI INPUT:			
Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)	Lunghezza del palo	L =	9.00	(m)
Diametro del palo	d =	0.22	(m)	Diametro del palo	d =	0.22	(m)
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	121.00	(kN m)	Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y =$	121.00	(kN m)
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med} =$	25.00	(°)	Coesione non drenata	$c_{u,med} =$	45.00	(kPa)
	$\varphi'_{min} =$	25.00		Coesione non drenata di progetto	$c_{u,med,d} =$	45.00	(kPa)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d} =$	25.00	(°)		$c_{u,min} =$	45.00	(kPa)
	$\varphi'_{min,d} =$	25.00			$c_{u,min,d} =$	45.00	(kPa)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$)	$k_{p,med} =$	2.46	(-)				
	$k_{p,min} =$	2.46					
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	$\gamma =$	19.00	(kN/m ³)				
<u>Palo corto:</u>				<u>Palo corto:</u>			
$H1_{med} =$	1251.35	(kN)		$H1_{med} =$	772.50	(kN)	
				$H1_{min} =$	772.50	(kN)	
<u>Palo intermedio:</u>				<u>Palo intermedio:</u>			
$H2_{med} =$	430.56	(kN)		$H2_{med} =$	322.36	(kN)	
				$H2_{min} =$	322.36	(kN)	
<u>Palo lungo:</u>				<u>Palo lungo:</u>			
$H3_{med} =$	126.78	(kN)		$H3_{med} =$	180.33	(kN)	
				$H3_{min} =$	180.33	(kN)	
$H_{med} =$	126.78	(kN)	palo lungo	$H_{med} =$	180.33	(kN)	palo lungo
				$H_{min} =$	180.33	(kN)	palo lungo
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) =$	74.57	(kN)		$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) =$	106.08	(kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T =$	57.37	(kN)		$H_d = H_k/\gamma_T =$	81.60	(kN)	

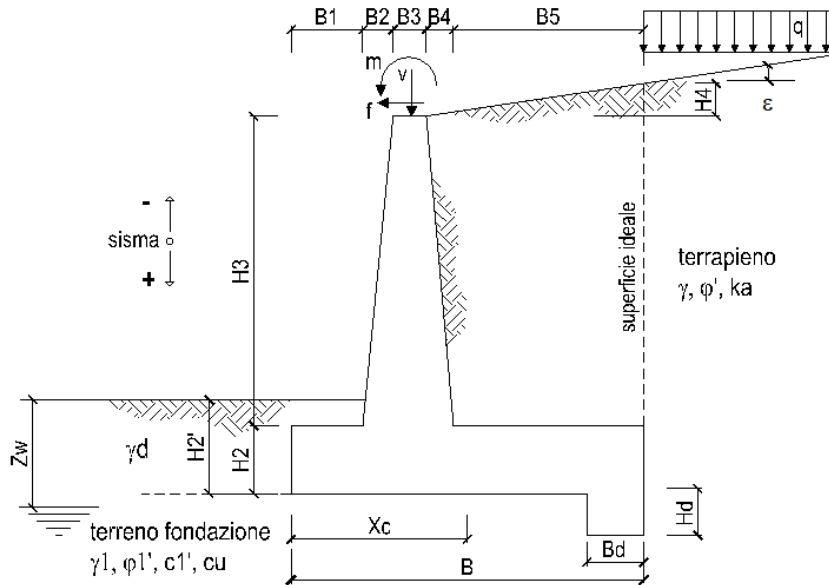
Tabella 9-4. – Capacità portante per carichi orizzontali in condizioni drenate e non drenate di un micropalo 219.1mm spessore 8mm

Combinazione A1+M1+R3 Coefficients di correlazione ξ_3 e ξ_4 pari a 1.7				Combinazione A1+M1+R3 Coefficients di correlazione ξ_3 e ξ_4 pari a 1.7			
<u>Palo corto:</u> $H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$				<u>Palo corto:</u> $H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5\right)$			
<u>Palo intermedio:</u> $H = \frac{1}{2}k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$				<u>Palo intermedio:</u> $H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5\right) + 9c_u d^2 \sqrt{2\left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$			
<u>Palo lungo:</u> $H = k_p \gamma d^3 \sqrt{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$				<u>Palo lungo:</u> $H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$			
DATI DI INPUT:				DATI DI INPUT:			
Lunghezza del palo	L =	9.00 (m)		Lunghezza del palo	L =	9.00 (m)	
Diametro del palo	d =	0.22 (m)		Diametro del palo	d =	0.22 (m)	
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	224.00 (kN m)		Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	224.00 (kN m)	
Angolo di attrito del terreno	φ'_{med} =	25.00 (°)	φ'_{min} = 25.00 (°)	Coesione non drenata	$c_{u,med}$ =	45.00 (kPa)	$c_{u,min}$ = 45.00 (kPa)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	25.00 (°)	$\varphi'_{min,d}$ = 25.00 (°)	Coesione non drenata di progetto	$c_{u,med,d}$ =	45.00 (kPa)	$c_{u,min,d}$ = 45.00 (kPa)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1+\sin\varphi')/(1-\sin\varphi')$)	$k_{p,med}$ =	2.46 (-)	$k_{p,min}$ = 2.46 (-)	Carico Assiale Permanente (G):	G =	100 (kN)	
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00 (kN/m ³)		Carico Assiale variabile (Q):	Q =	80 (kN)	
<u>Palo corto:</u>				<u>Palo corto:</u>			
H1_{med} =	1251.35 (kN)		H1_{min} = 1251.35 (kN)	H1_{med} =	772.50 (kN)		H1_{min} = 772.50 (kN)
<u>Palo intermedio:</u>				<u>Palo intermedio:</u>			
H2_{med} =	442.00 (kN)		H2_{min} = 442.00 (kN)	H2_{med} =	338.16 (kN)		H2_{min} = 338.16 (kN)
<u>Palo lungo:</u>				<u>Palo lungo:</u>			
H3_{med} =	191.14 (kN)		H3_{min} = 191.14 (kN)	H3_{med} =	254.67 (kN)		H3_{min} = 254.67 (kN)
H_{med} =	191.14 (kN)	palo lungo	H_{min} = 191.14 (kN)	H_{med} =	254.67 (kN)	palo lungo	H_{min} = 254.67 (kN) palo lungo
H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) =	112.43 (kN)			H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) =	149.81 (kN)		
H_d = H_k/γ_T =	86.49 (kN)			H_d = H_k/γ_T =	115.24 (kN)		

Tabella 9-5. – Capacità portante per carichi orizzontali in condizioni drenate e non drenate di un micropalo 219.1mm spessore 16mm

9.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Muro d'argine Bagnarolo lato spalla B



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.65	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.30	(m)

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	48.71	48.71	43.84
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	81.85	81.85	73.66
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	130.56	130.56	117.50

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	65.70	65.70	59.13
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	65.70	65.70	59.13

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	20	30
Sovr acc. Sisma	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	10	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	112.03	112.03	100.83
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	188.25	188.25	169.43
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	300.28	300.28	270.25
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	236.52	236.52	212.87
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	236.52	236.52	212.87
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	72	108	
Sovr acc. Sism	$(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	36		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)					
Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		3.85	
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		1.92	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)					
Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		1.94	
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)		0.97	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)					
MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		3.77	
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)		0.97	
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		4.74	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)					
MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		1.65	
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)		2.78	
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		4.43	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)					
MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		5.08	
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		5.08	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)					
MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)		3.49	
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)		0.00	
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)		0.00	
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		3.49	

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 21.78	28.31	30.00
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 99.01	128.72	136.37
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 10.88	16.31	20.43
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 20.00	26.00	28.28
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 90.91	118.19	128.55
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 9.99	14.98	19.26
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 8.63	11.21	10.02
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 39.22	50.98	45.53
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 4.31	6.46	6.82
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 29.66	38.56	41.94
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 39.68	51.59	46.07
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 202.29	262.97	286.02
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 22.22	33.33	42.84
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 180.40	234.52	209.44
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 19.82	29.72	31.37
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	264.91	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	159.17	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\tan \phi_1'$	0.47	(-)	
Fs scorr.	(N*f + H_{rdpalo}/i) / T	1.17	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	483.12	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	83.92	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	5.76	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax [▲]	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	264.91	294.91	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	159.17	159.17	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	517.76	625.76	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	91.54	52.54	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c' * N_c * i_c + q_0 * N_q * i_q + 0,5 * \gamma_1 * B^* * N_{\gamma} * i_{\gamma}$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.35	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.91	4.24	(m)

I valori di N_c , N_q e N_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

I valori di i_c , i_q e i_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

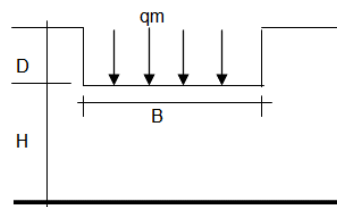
$i_q = (1 - T / (N + B^* * c' * \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.23	0.28	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.15	0.15	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B^* * c' * \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.11	0.12	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q_{lim}	(carico limite unitario)	107.46	124.03	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.59	>	1.4
		Nmax	1.78	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

	N	247.33	(kN/m)
	M	45.73	(kNm/m)
	$e=M/N$	0.18	(m)
	B^*	4.23	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1.50	(m)
	D/B*	0.35	(m)
	Hs/B*	2.36	(m)
Carico unitario medio (qm)	$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* =$	62.63	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.945	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.74	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E =$	12.30	(mm)

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	252.66	262.66	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	129.84		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	521.10	557.10	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	60.03	47.03	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c i_c + q_0 N_q i_q + 0,5 \gamma_1 B^* N_\gamma i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.24	0.18	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.12	4.24	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.32	0.33	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.25	0.27	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.18	0.18	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	157.64	166.65	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2.57	>	1.4
		Nmax	2.69	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	21.78	21.78	27.27
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.17	1.17	1.28
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	105.91	105.91	131.75
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	5.82	5.82	7.24

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	20.00	20.00	25.71
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.08	1.08	1.21
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	97.25	97.25	124.19
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.34	5.34	6.82

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8.63	8.63	9.10
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.46	0.46	0.43
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	41.95	41.95	43.99
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.30	2.30	2.42

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	29.66	29.66	38.13
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	1.60	1.60	1.79
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	39.68	39.68	41.88
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	2.14	2.14	1.97
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	228.26	228.26	291.49
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	203.56	203.56	213.45
MSP = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp+ms$	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = $(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = $(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	246.71	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	129.45	(kN/m)
---	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi 1'$	0.47	(-)
--------------------	------	-----

Fs scorr. $(N \cdot f + H_{rdpalo}/i) / T$	1.37	>	1.1
--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	536.80	(kNm/m)
-------------------------	--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts$	91.84	(kNm/m)
---	-------	-----------

Fr = Ms / Mr	5.84	>	1
----------------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	246.71	256.71	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	129.45		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	504.93	540.93	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	62.50	49.50	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c'N_c * i_c + q_0 * N_q * i_q + 0,5 * \gamma_1 * B * N_\gamma * i_\gamma$

c1'	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	28.50		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0.25	0.19	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4.09	4.21	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

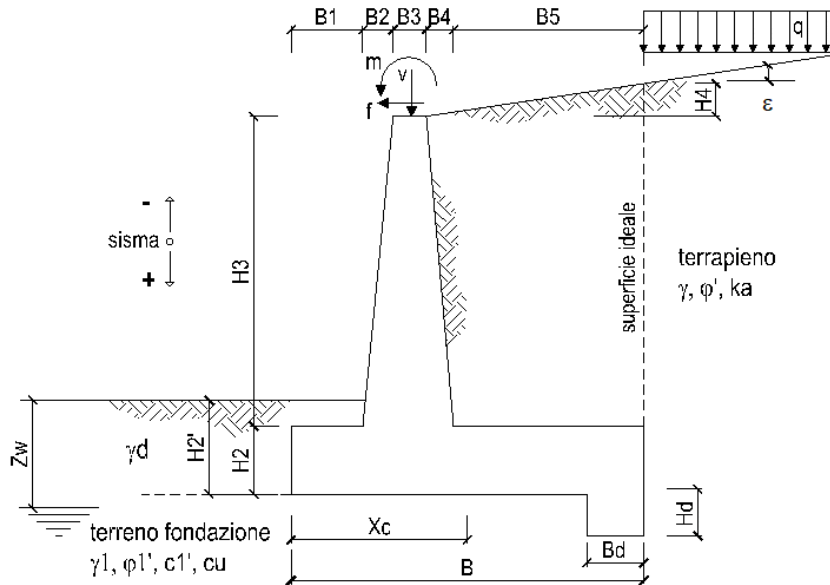
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.31	0.33	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.24	0.26	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.17	0.17	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	152.04	161.27	(kN/m²)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2.52	>	1.4
		Nmax	2.65	>	

Muro d'argine Vigenzona lato spalla B



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.30	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	2.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.50	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.80	(m)

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	57.19	51.47
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	99.31	89.38
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	156.50	140.85
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	96.75	87.08
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	96.75	87.08
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	25	37.5
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	12.5	

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	160.13	160.13	144.12
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	278.06	278.06	250.25
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	438.19	438.19	394.37
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	420.86	420.86	378.78
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	420.86	420.86	378.78
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	108.75	163.125	
Sovr acc. Sism	$(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	54.375		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)					
Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		4.61	
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		2.31	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)					
Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		2.85	
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)		1.43	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)					
MPs1 h =	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs2 h =	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		4.97	
MPs3 h =	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs4 h =	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)		1.17	
MPs5 h =	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		6.15	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)					
MPs1 v =	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs2 v =	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		2.36	
MPs3 v =	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPs4 v =	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)		4.10	
MPs5 v =	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00	
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		6.46	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)					
MPts1 h =	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		8.42	
MPts2 h =	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPts3 h =	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		0.00	
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		8.42	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)					
MPts1 v =	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)		6.20	
MPts2 v =	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)		0.00	
MPts3 v =	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)		0.00	
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		6.20	

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica				
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 28.61	37.19	39.40
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 130.01	169.01	179.06
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m) 12.46	18.70	23.41
- Componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 26.27	34.15	37.14
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 119.38	155.19	168.79
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 11.45	17.17	22.07
- Componente verticale condizione statica				
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 11.33	14.73	13.15
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 51.49	66.94	59.78
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 4.94	7.41	7.82
- Spinta passiva sul dente				
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m) 44.65	58.05	63.14
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 63.45	82.49	73.67
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 304.41	395.73	430.41
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m) 29.19	43.78	56.27
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 288.37	374.88	334.79
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 27.65	41.47	43.77
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	342.32	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	206.50	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi_1'$	0.47	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + H_{rdpalo}/i) / T$	1.24	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	773.15	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	97.59	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	7.92	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr acc)$	342.32	379.82	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$St_h + Sq_h + f - Sp$	206.50	206.50	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	860.33	1023.45	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	98.18	40.06	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c' * N_c * i_c + q_0 * N_q * i_q + 0,5 * \gamma_1 * B * N_{\gamma} * i_{\gamma}$

c1'	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.36		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	26.60		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.29	0.11	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.03	5.39	(m)

I valori di N_c , N_q e N_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

I valori di i_c , i_q e i_{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

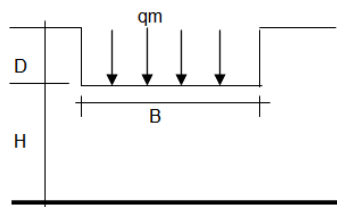
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.23	0.28	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.15	0.15	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.11	0.11	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q_{lim}	(carico limite unitario)	108.59	123.56	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.59	>	1.4
		Nmax	1.75	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E$ (Christian e Carrier, 1976)

	N	319.77	(kN/m)
	M	34.71	(kNm/m)
	$e=M/N$	0.11	(m)
	B^*	5.38	(m)
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1.40	(m)
	D/B*	0.26	(m)
	Hs/B*	1.86	(m)
Carico unitario medio (qm)	$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* =$	63.60	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.950	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0.63	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E =$	13.60	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	28.61	28.61	35.82
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.38	2.38	2.74
Ssq1 perm=	$q_p \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	138.79	138.79	172.68
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	6.65	6.65	8.28
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	26.27	26.27	33.76
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.19	2.19	2.58
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	127.44	127.44	162.77
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.11	6.11	7.80
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.33	11.33	11.96
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.94	0.94	0.91
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	54.97	54.97	57.65
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.64	2.64	2.76
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+k_v) \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2+H_3+H_4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	44.65	44.65	57.40
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2+H_3+H_4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	3.72	3.72	4.39
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	63.45	63.45	66.97
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	5.29	5.29	5.12
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2+H_3+H_4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	340.56	340.56	434.97
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	322.61	322.61	338.34
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$		326.86	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$		169.48	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0.47	(-)	
Fs	scorr. $(N \cdot f + H_{rdpalo}/i) / T$		1.47	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$		859.05	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		88.22	(kNm/m)	
Fr	=	Ms / Mr	9.74	>	1

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	28.61	28.61	35.82
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	1.54	1.54	1.68
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	139.07	139.07	172.99
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	6.67	6.67	8.29
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	26.27	26.27	33.76
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.42	1.42	1.59
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	127.69	127.69	163.06
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.12	6.12	7.82
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11.33	11.33	11.96
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.61	0.61	0.56
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	55.08	55.08	57.76
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.64	2.64	2.77
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	44.65	44.65	57.40
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	2.41	2.41	2.70
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	63.45	63.45	66.97
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	3.42	3.42	3.15
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	341.23	341.23	435.74
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	323.24	323.24	338.94
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot kps^- \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)
 $N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$ 319.18 (kN/m)

Risultante forze orizzontali (T)
 $T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$ 168.96 (kN/m)

Coefficiente di attrito alla base (f)
 $f = \tan \phi_1'$ 0.47 (-)

Fs scorr. $(N \cdot f + H_{rdpalo}/i) / T$ 1.44 > 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)
 $Ms = Mm + Mt + Mfext3$ 859.05 (kNm/m)

Momento ribaltante (Mr)
 $Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSP+MPs+Mpts$ 114.00 (kNm/m)

Fr = Ms / Mr 7.54 > 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	319.18	331.68	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	168.96		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	833.66	888.03	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	60.04	40.66	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c * i_c + q_0 * N_q * i_q + 0,5 * \gamma_1 * B * N_\gamma * i_\gamma$$

c'	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.36		(kN/m³)
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	26.60		(kN/m²)
$e = M / N$	eccentricità	0.19	0.12	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5.22	5.35	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.30	0.32	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.23	0.25	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.17	0.17	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	153.65	162.31	(kN/m²)
-----------	--------------------------	--------	--------	---------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2.51	>	1.4
		Nmax	2.62	>	

9.2 VERIFICHE STRUTTURALI

Muro d'argine Bagnarolo spalla B

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

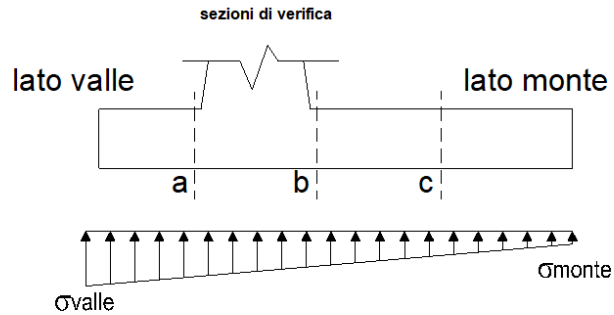
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 4.60 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.53 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	264.91	91.54	83.55	31.63
	294.91	52.54	79.01	49.21
sisma+	252.66	60.03	71.95	37.91
	262.66	47.03	70.43	43.77
sisma-	246.71	62.50	71.36	35.91
	256.71	49.50	69.84	41.77



Mensola Lato Valle

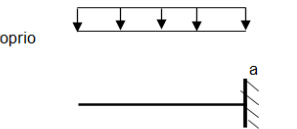
$$\text{Peso Proprio. PP} = 17.79 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^3 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	83.55	60.98	116.46	108.94
	79.01	66.06	113.80	109.48
sisma+	71.95	57.15	97.92	85.58
	70.43	58.84	97.55	87.37
sisma-	71.36	55.94	97.37	83.48
	69.84	57.64	95.96	85.27

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

$$\text{PP} = 17.79 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

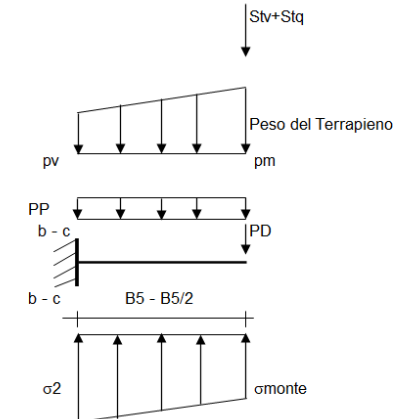
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	32.85	47.85	37.85	(kN/m ²)
pvb	32.85	47.85	37.85	(kN/m ²)
pvc	32.85	47.85	37.85	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$$



caso	σ_{monte}	$\sigma_2 b$	M_b	V_b	$\sigma_2 c$	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	31.63	54.20	-160.29	-84.11	42.92	-76.28	-82.03
	49.21	62.17	-161.54	-88.56	55.69	-75.79	-81.85
sisma+	37.91	52.71	-124.12	-65.68	45.31	-59.02	-63.30
	43.77	55.36	-124.69	-67.31	49.56	-58.89	-63.31
sisma-	35.91	51.32	-124.39	-65.91	43.61	-59.05	-63.48
	41.77	53.98	-124.66	-67.25	47.87	-58.85	-63.35

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

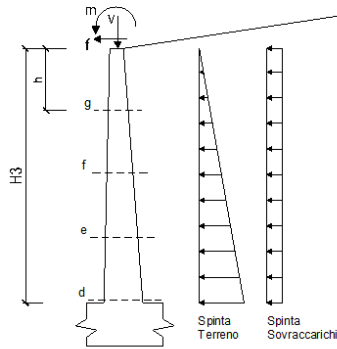
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	21.28	199.34	0.00	220.62	0.00	48.71	48.71
e-e	2.74	8.98	112.13	0.00	121.11	0.00	36.53	36.53
f-f	1.83	2.66	49.84	0.00	52.50	0.00	24.35	24.35
g-g	0.91	0.33	12.46	0.00	12.79	0.00	12.18	12.18

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	17.49	109.23	0.00	126.72
e-e	2.74	9.84	81.92	0.00	91.76
f-f	1.83	4.37	54.61	0.00	58.99
g-g	0.91	1.09	27.31	0.00	28.40

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	16.37	1.49	153.27	0.00	2.62	173.74	0.00	49.43	49.43
e-e	2.74	6.91	0.63	86.21	0.00	1.47	95.22	0.00	37.07	37.07
f-f	1.83	2.05	0.19	38.32	0.00	0.66	41.20	0.00	24.71	24.71
g-g	0.91	0.26	0.02	9.58	0.00	0.16	10.02	0.00	12.36	12.36

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	13.45	1.22	83.98	0.00	1.44	100.09
e-e	2.74	7.57	0.69	62.99	0.00	1.08	72.32
f-f	1.83	3.36	0.31	41.99	0.00	0.72	46.38
g-g	0.91	0.84	0.08	21.00	0.00	0.36	22.27

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	16.37	0.96	153.57	0.00	2.62	173.52	0.00	47.99	47.99
e-e	2.74	6.91	0.41	86.38	0.00	1.47	95.17	0.00	35.99	35.99
f-f	1.83	2.05	0.12	38.39	0.00	0.66	41.21	0.00	24.00	24.00
g-g	0.91	0.26	0.02	9.60	0.00	0.16	10.03	0.00	12.00	12.00

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	13.45	0.79	84.15	0.00	1.44	99.83
e-e	2.74	7.57	0.44	63.11	0.00	1.08	72.20
f-f	1.83	3.36	0.20	42.07	0.00	0.72	46.35
g-g	0.91	0.84	0.05	21.04	0.00	0.36	22.29

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

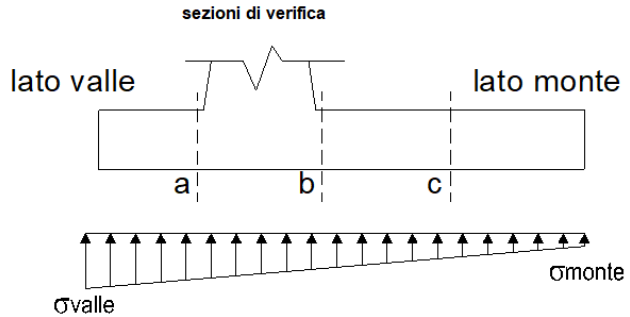
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 4.60 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.53 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	247.33	45.73	66.74	40.80
	262.33	26.23	64.47	49.59
Q.P.	245.39	40.19	64.74	41.95
	251.39	32.39	63.84	45.47

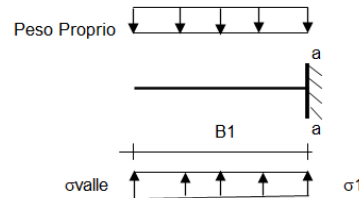


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.79 (kN/m)

$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	66.74	55.46	90.37
	64.47	58.00	89.04
Q.P.	64.74	54.83	87.29
	63.84	55.85	86.76



Mensola Lato Monte

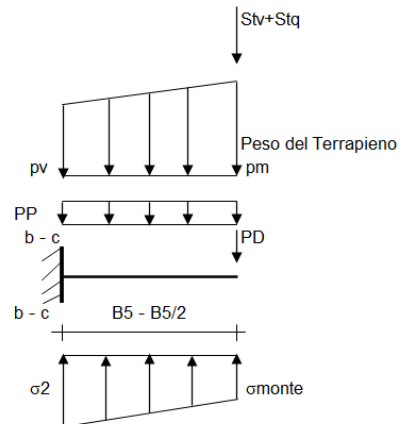
PP = 17.79 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

$p_m = N_{min} \text{ N max Freq } N \text{ max QP}$
 $p_{vb} = 32.85 \quad 40.35 \quad 35.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $p_{vc} = 32.85 \quad 40.35 \quad 35.85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 +$
 $-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 +$
 $-(Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	σ_2c	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	40.80	52.08	-114.32	46.44	-55.06
	49.59	56.06	-114.94	52.82	-54.81
Q.P.	41.95	51.86	-109.05	46.90	-52.66
	45.47	53.45	-109.30	49.46	-52.56



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

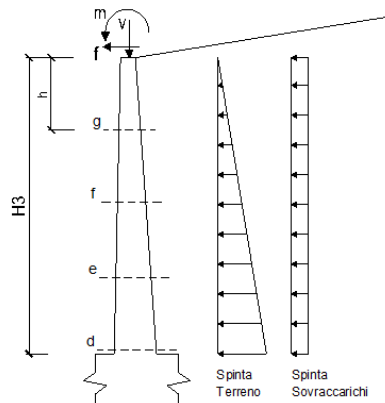
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

sezione	h [m]	M _t [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.65	16.37	147.30	0.00	163.67	0.00	48.71	48.71
e-e	2.74	6.91	82.86	0.00	89.76	0.00	36.53	36.53
f-f	1.83	2.05	36.83	0.00	38.87	0.00	24.35	24.35
g-g	0.91	0.26	9.21	0.00	9.46	0.00	12.18	12.18

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	M _t [kNm/m]	M _q [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.65	16.37	140.58	0.00	156.95	0.00	48.71	48.71
e-e	2.74	6.91	79.07	0.00	85.98	0.00	36.53	36.53
f-f	1.83	2.05	35.14	0.00	37.19	0.00	24.35	24.35
g-g	0.91	0.26	8.79	0.00	9.04	0.00	12.18	12.18

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

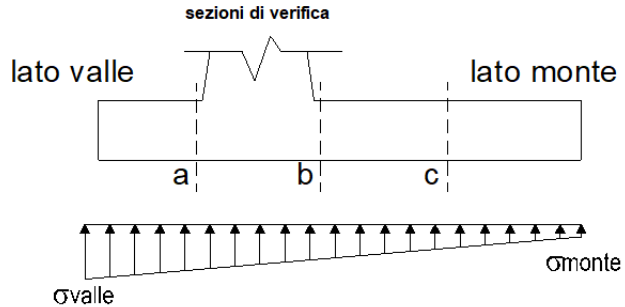
Reazione del terreno

$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$
 $\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 4.60 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.53 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	248.41	53.77	69.25	38.76
	268.41	27.77	66.22	50.48
sisma+	252.66	60.03	71.95	37.91
	262.66	47.03	70.43	43.77
sisma-	246.71	62.50	71.36	35.91
	256.71	49.50	69.84	41.77

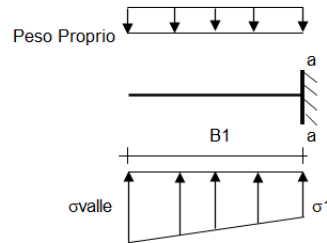


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.79 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	69.25	55.99	94.07
	66.22	59.38	92.30
sisma+	71.95	57.15	97.92
	70.43	58.84	97.03
sisma-	71.36	55.94	97.37
	69.84	57.64	96.49



Mensola Lato Monte

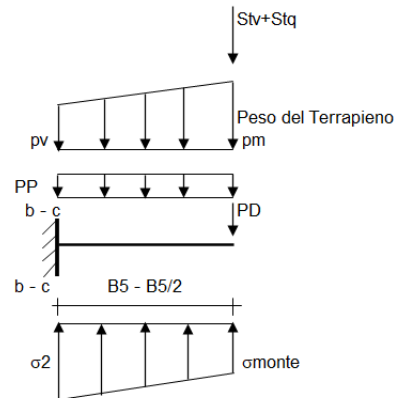
PP = 17.79 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	32.85	42.85	37.85	(kN/m ²)
pvb	32.85	42.85	37.85	(kN/m ²)
pvc	32.85	42.85	37.85	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

caso	σ_{monte}	σ_2b	M _b	σ_2c	M _c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	38.76	52.01	-119.24	45.38	-56.99
	50.48	57.32	-120.07	53.90	-56.66
sisma+	37.91	52.71	-124.12	45.31	-59.02
	43.77	55.36	-124.69	49.56	-58.89
sisma-	35.91	51.32	-124.39	43.61	-59.05
	41.77	53.98	-124.66	47.87	-58.85



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{orizz} \cdot (1 \pm kv) - K a_{orizz}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

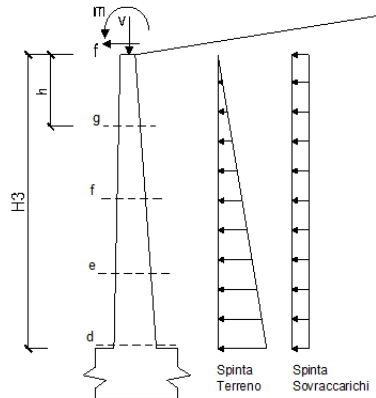
$$M_q = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	16.37	151.04	0.00	167.41	0.00	48.71	48.71
e-e	2.74	6.91	84.96	0.00	91.87	0.00	36.53	36.53
f-f	1.83	2.05	37.76	0.00	39.81	0.00	24.35	24.35
g-g	0.91	0.26	9.44	0.00	9.70	0.00	12.18	12.18

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	16.37	1.49	153.27	0.00	2.62	173.74	0.00	49.43	49.43
e-e	2.74	6.91	0.63	86.21	0.00	1.47	95.22	0.00	37.07	37.07
f-f	1.83	2.05	0.19	38.32	0.00	0.66	41.20	0.00	24.71	24.71
g-g	0.91	0.26	0.02	9.58	0.00	0.16	10.02	0.00	12.36	12.36

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.65	16.37	0.96	153.57	0.00	2.62	173.52	0.00	47.99	47.99
e-e	2.74	6.91	0.41	86.38	0.00	1.47	95.17	0.00	35.99	35.99
f-f	1.83	2.05	0.12	38.39	0.00	0.66	41.21	0.00	24.00	24.00
g-g	0.91	0.26	0.02	9.60	0.00	0.16	10.03	0.00	12.00	12.00

Riepilogo sollecitazioni

Inviluppo SLU

Sez.	M	N	V _{Ed}	h	A _f	A _f
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)
a - a	116.46	0.00	109.48	0.80	19.01	19.01
b - b	-161.54	0.00	88.56	0.80	19.01	19.01
c - c	-76.28	0.00	82.03	0.80	19.01	19.01
d - d	220.62	48.71	126.72	0.60	12.72	19.01
e - e	121.11	36.53	91.76	0.60	12.72	19.01
f - f	52.50	24.35	58.99	0.60	12.72	19.01
g - g	12.79	12.18	28.40	0.60	12.72	19.01

Frequente

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	90.37	0.00
b - b	-114.94	0.00
c - c	-55.06	0.00
d - d	163.67	48.71
e - e	89.76	36.53
f - f	38.87	24.35
g - g	9.46	12.18

Quasi permanente

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	87.29	0.00
b - b	-109.30	0.00
c - c	-52.66	0.00
d - d	156.95	48.71
e - e	85.98	36.53
f - f	37.19	24.35
g - g	9.04	12.18

Rara

Condizione Statica

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	94.07	0.00
b - b	-120.07	0.00
c - c	-56.99	0.00
d - d	167.41	48.71
e - e	91.87	36.53
f - f	39.81	24.35
g - g	9.70	12.18

Condizione Sismica

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	97.92	0.00
b - b	-124.69	0.00
c - c	-59.05	0.00
d - d	173.74	47.99
e - e	95.22	35.99
f - f	41.21	24.00
g - g	10.03	12.00

Di seguito le verifiche nelle due sezioni maggiormente

Inviluppo sezione b-b

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE DI FONDAZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez bb 80 x 100

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	EC2/EC8
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave di fondazione in combinazione sismica
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86	MPa
	Resistenza compress. ridotta v1*fcd:	7.93	MPa (6.9)EC2
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.76	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.8	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.8	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.6	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	11.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	Vy	MT
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	162.00	89.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	125.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	115.00 (341.23)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	110.00 (341.23)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.3	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.4	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	162.00	-0.25	535.87	3.308	74.4	0.08	0.70	19.0 (16.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	80.0	0.00006	74.5	-0.04306	5.5

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm	
Passo staffe:	40.0	cm	> Passo massimo di normativa = 16.7 cm
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	3.9	cm ² /m	> Area staffe strettamente necessaria a taglio = 1.4

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [§6.2.2 EC2]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (6.8)EC2]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	89.00	261.39	1833.48	257.58	100.0 74.5	2.500	1.000	1.4 1)

1) Sezione verificata a Taglio non necessita di armatura specifica

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.79	80.0	0.00	63.6	-95.3	74.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00052	0.00013	-0.00041	0.89	0.60	0.000286 (0.000286)	632	0.181 (990.00)	341.23

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.65	80.0	0.00	63.6	-87.7	74.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00048	0.00012	-0.00038	0.89	0.60	0.000263 (0.000263)	632	0.166 (0.40)	341.23

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.58	80.0	0.00	63.6	-83.8	74.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00046	0.00012	-0.00036	0.89	0.40	0.000252 (0.000252)	632	0.159 (0.30)	341.23

VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dominio	Parte della sezione di cls. considerata (Nervatura/Soletta)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Frequente	Nervatura	0.65	0.40	4000	---	---	---	-552.00	19.0	6.4

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	Nervatura	0.65	0.40	4000	---	---	---	-552.00	19.0	6.4

Paramento sezione d-d

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez dd 60 x 100

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	EC2/EC8
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80	MPa
	Resistenza compress. ridotta v1* fcd:	9.40	MPa (6.9)EC2
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm²)
Barre superiori:	5Ø18	(12.7 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	11.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	Vy	MT
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	48.00	221.00	127.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	48.00	174.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	48.00	164.00 (224.94)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	48.00	157.00 (225.26)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.3	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.4	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	48.00	221.00	48.24	402.90	1.822	54.6	0.10	0.70	19.01 (9.8) 12)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	60.0	-0.00009	54.5	-0.03210	5.5

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm	
Passo staffe:	40.0	cm	> Passo massimo di normativa = 15.3 cm
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	3.9	cm ² /m	> Area staffe strettamente necessaria a taglio = 2.6

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors. / N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [§6.2.2 EC2]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (6.8)EC2]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	127.00	288.38	1589.91	188.43	100.0 54.5	2.500	1.000	2.6 1)

1) Sezione verificata a Taglio non necessita di armatura specifica

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.33	60.0	0.00	45.1	-172.4	54.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00098	0.00033	-0.00068	0.85	0.60	0.000517 (0.000517)	608	0.315 (990.00)	224.53

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	4.09	60.0	0.00	45.0	-161.8	54.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00092	0.00031	-0.00064	0.85	0.60	0.000485 (0.000485)	608	0.295 (0.40)	224.94

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.92	60.0	0.00	45.0	-154.4	54.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00088	0.00029	-0.00061	0.85	0.40	0.000463 (0.000463)	608	0.282 (0.30)	225.26

VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dominio	Parte della sezione di cls. considerata (Nervatura/Soletta)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Frequente	Nervatura	0.86	0.39	2850	---	---	---	-444.86	19.0	6.6

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	Nervatura	0.86	0.39	2850	---	---	---	-444.22	19.0	6.5

Muro d'argine Vigenzona lato Spalla B

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

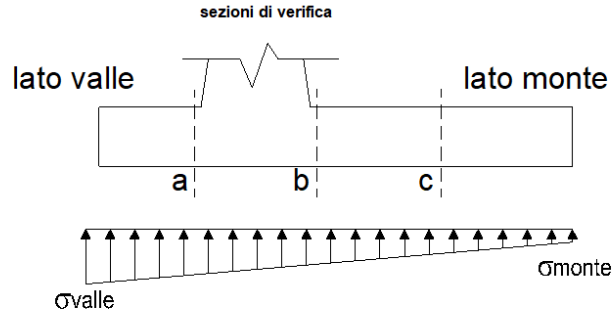
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 5.60 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 5.23 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	342.32	98.18	79.91	42.34
	379.82	40.06	75.49	60.16
sisma+	326.86	55.65	69.02	47.72
	339.36	36.27	67.54	53.66
sisma-	319.18	60.04	68.48	45.51
	331.68	40.66	67.01	51.45



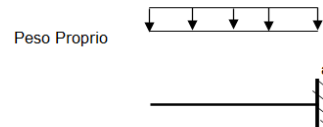
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.73 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	79.91	63.14	176.84	134.49
	75.49	68.65	173.36	135.84
sisma+	69.02	59.51	149.54	108.54
	67.54	61.34	149.19	111.47
sisma-	68.48	58.23	148.73	105.71
	67.01	60.06	146.75	108.64



Mensola Lato Monte

PP = 17.73 (kN/m) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

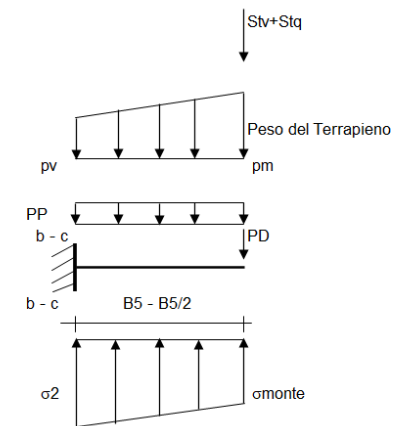
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	38.70	53.70	43.70	(kN/m ²)
pvb	38.70	53.70	43.70	(kN/m ²)
pvc	38.70	53.70	43.70	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	42.34	59.12	-249.25	-103.33	50.73	-120.17	-101.45
	60.16	67.00	-250.79	-108.70	63.58	-119.26	-101.03
sisma+	47.72	57.23	-194.63	-81.86	52.47	-93.57	-78.84
	53.66	59.86	-195.37	-83.83	56.76	-93.33	-78.80
sisma-	45.51	55.77	-195.01	-82.07	50.64	-93.63	-79.07
	51.45	58.39	-195.30	-83.68	54.92	-93.27	-78.84

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \quad h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

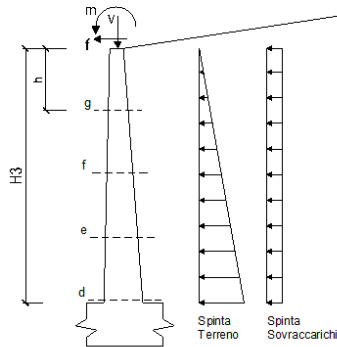
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^2 (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	34.79	312.44	0.00	347.23	0.00	57.19	57.19
e-e	3.23	14.68	175.75	0.00	190.43	0.00	42.89	42.89
f-f	2.15	4.35	78.11	0.00	82.46	0.00	28.60	28.60
g-g	1.08	0.54	19.53	0.00	20.07	0.00	14.30	14.30

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	24.27	145.32	0.00	169.60
e-e	3.23	13.65	108.99	0.00	122.65
f-f	2.15	6.07	72.66	0.00	78.73
g-g	1.08	1.52	36.33	0.00	37.85

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	26.76	2.43	242.10	0.00	3.63	274.92	0.00	58.03	58.03
e-e	3.23	11.29	1.02	136.18	0.00	2.04	150.53	0.00	43.52	43.52
f-f	2.15	3.35	0.30	60.52	0.00	0.91	65.08	0.00	29.02	29.02
g-g	1.08	0.42	0.04	15.13	0.00	0.23	15.81	0.00	14.51	14.51

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	18.67	1.69	112.60	0.00	1.69	134.66
e-e	3.23	10.50	0.95	84.45	0.00	1.26	97.17
f-f	2.15	4.67	0.42	56.30	0.00	0.84	62.24
g-g	1.08	1.17	0.11	28.15	0.00	0.42	29.85

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	26.76	1.57	242.57	0.00	3.63	274.53	0.00	56.35	56.35
e-e	3.23	11.29	0.66	136.45	0.00	2.04	150.44	0.00	42.26	42.26
f-f	2.15	3.35	0.20	60.64	0.00	0.91	65.09	0.00	28.17	28.17
g-g	1.08	0.42	0.02	15.16	0.00	0.23	15.83	0.00	14.09	14.09

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	18.67	1.10	112.82	0.00	1.69	134.28
e-e	3.23	10.50	0.62	84.62	0.00	1.26	97.00
f-f	2.15	4.67	0.27	56.41	0.00	0.84	62.20
g-g	1.08	1.17	0.07	28.21	0.00	0.42	29.86

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

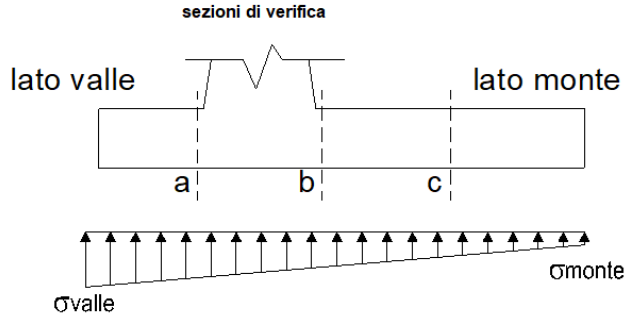
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 5.60 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 5.23 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	319.77	34.71	63.74	50.46
	338.52	5.65	61.53	59.37
Q.P.	317.55	27.80	62.02	51.39
	325.05	16.18	61.14	54.95

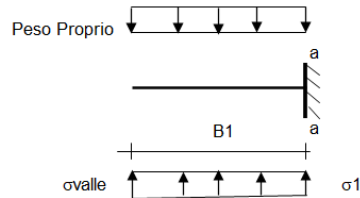


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.73 (kN/m)

$Ma = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	63.74	57.81	137.61
	61.53	60.57	135.87
Q.P.	62.02	57.28	133.46
	61.14	58.38	132.77



Mensola Lato Monte

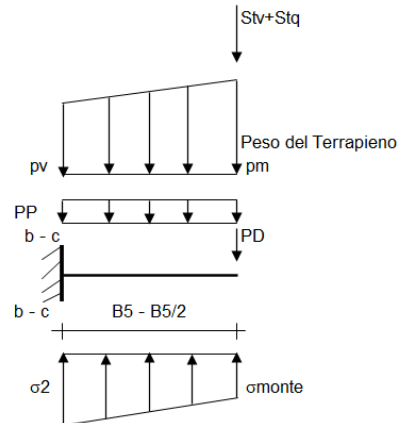
PP = 17.73 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	38.70	46.20	41.70	(kN/m ²)
pvb	38.70	46.20	41.70	(kN/m ²)
pvc	38.70	46.20	41.70	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B/2 - B_d/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - B_d/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	50.46	56.39	-178.81	53.43	-87.05
	59.37	60.33	-179.57	59.85	-86.60
Q.P.	51.39	56.14	-171.59	53.76	-83.71
	54.95	57.71	-171.90	56.33	-83.52



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

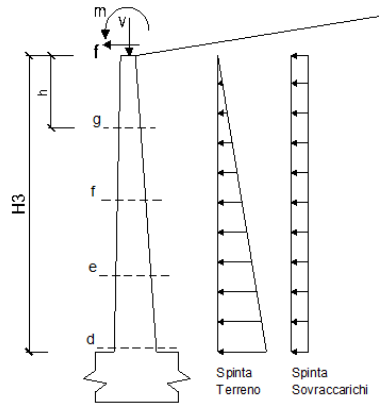
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	26.76	231.96	0.00	258.72	0.00	57.19	57.19
e-e	3.23	11.29	130.48	0.00	141.77	0.00	42.89	42.89
f-f	2.15	3.35	57.99	0.00	61.34	0.00	28.60	28.60
g-g	1.08	0.42	14.50	0.00	14.92	0.00	14.30	14.30

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	26.76	222.62	0.00	249.39	0.00	57.19	57.19
e-e	3.23	11.29	125.23	0.00	136.52	0.00	42.89	42.89
f-f	2.15	3.35	55.66	0.00	59.00	0.00	28.60	28.60
g-g	1.08	0.42	13.91	0.00	14.33	0.00	14.30	14.30

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

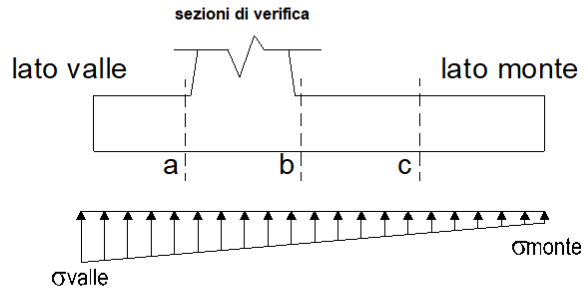
Reazione del terreno

$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$
 $\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 5.60 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 5.23 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	321.01	45.47	66.02	48.62
	346.01	6.72	63.07	60.50
sisma+	326.86	55.65	69.02	47.72
	339.36	36.27	67.54	53.66
sisma-	319.18	60.04	68.48	45.51
	331.68	40.66	67.01	51.45

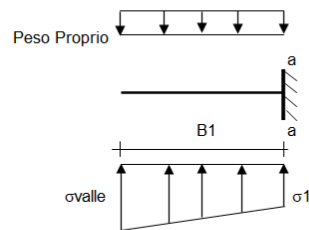


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 17.73 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	66.02	58.26	142.81
	63.07	61.92	140.49
sisma+	69.02	59.51	149.54
	67.54	61.34	148.38
sisma-	68.48	58.23	148.73
	67.01	60.06	147.56



Mensola Lato Monte

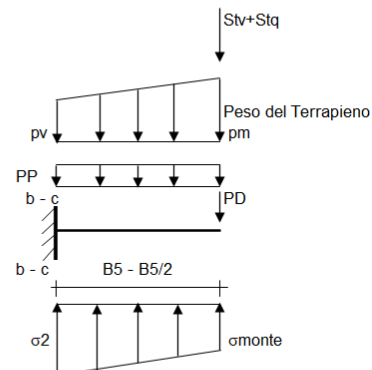
PP = 17.73 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	38.70	48.70	43.70	(kN/m ²)
pvb	38.70	48.70	43.70	(kN/m ²)
pvc	38.70	48.70	43.70	(kN/m ²)

$M_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	48.62	56.39	-185.72	52.51	-89.79
	60.50	61.65	-186.74	61.08	-89.19
sisma+	47.72	57.23	-194.63	52.47	-93.57
	53.66	59.86	-195.37	56.76	-93.33
sisma-	45.51	55.77	-195.01	50.64	-93.63
	51.45	58.39	-195.30	54.92	-93.27



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K a_{orizz} \cdot (1 \pm kv) - K a_{orizz}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

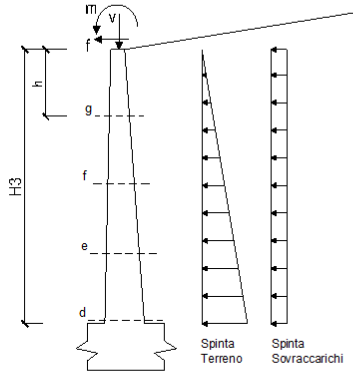
$$M_q = \frac{1}{2} K a_{orizz} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	26.76	237.15	0.00	263.91	0.00	57.19	57.19
e-e	3.23	11.29	133.39	0.00	144.69	0.00	42.89	42.89
f-f	2.15	3.35	59.29	0.00	62.63	0.00	28.60	28.60
g-g	1.08	0.42	14.82	0.00	15.24	0.00	14.30	14.30

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	26.76	2.43	242.10	0.00	3.63	274.92	0.00	58.03	58.03
e-e	3.23	11.29	1.02	136.18	0.00	2.04	150.53	0.00	43.52	43.52
f-f	2.15	3.35	0.30	60.52	0.00	0.91	65.08	0.00	29.02	29.02
g-g	1.08	0.42	0.04	15.13	0.00	0.23	15.81	0.00	14.51	14.51

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.30	26.76	1.57	242.57	0.00	3.63	274.53	0.00	56.35	56.35
e-e	3.23	11.29	0.66	136.45	0.00	2.04	150.44	0.00	42.26	42.26
f-f	2.15	3.35	0.20	60.64	0.00	0.91	65.09	0.00	28.17	28.17
g-g	1.08	0.42	0.02	15.16	0.00	0.23	15.83	0.00	14.09	14.09

Riepilogo sollecitazioni

Inviluppo SLU

Sez.	M	N	V _{Ed}	h	A _f	A _f '
(-)	(kNm)	(kN)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)
a - a	176.84	0.00	135.84	0.80	19.01	19.01
b - b	-250.79	0.00	108.70	0.80	19.01	19.01
c - c	-120.17	0.00	101.45	0.80	19.01	19.01
d - d	347.23	57.19	169.60	0.60	19.01	26.55
e - e	190.43	42.89	122.65	0.60	19.01	19.01
f - f	82.46	28.60	78.73	0.60	19.01	19.01
g - g	20.07	14.30	37.85	0.60	19.01	19.01

Frequente

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	137.61	0.00
b - b	-179.57	0.00
c - c	-87.05	0.00
d - d	258.72	57.19
e - e	141.77	42.89
f - f	61.34	28.60
g - g	14.92	14.30

Quasi permanente

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	133.46	0.00
b - b	-171.90	0.00
c - c	-83.71	0.00
d - d	249.39	57.19
e - e	136.52	42.89
f - f	59.00	28.60
g - g	14.33	14.30

Rara

Condizione Statica

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	142.81	0.00
b - b	-186.74	0.00
c - c	-89.79	0.00
d - d	263.91	57.19
e - e	144.69	42.89
f - f	62.63	28.60
g - g	15.24	14.30

Condizione Sismica

Sez.	M	N
(-)	(kNm)	(kN)
a - a	149.54	0.00
b - b	-195.37	0.00
c - c	-93.63	0.00
d - d	274.92	56.35
e - e	150.53	42.26
f - f	65.09	28.17
g - g	15.83	14.09

Di seguito le verifiche nelle due sezioni maggiormente sollecitate

Inviluppo fondazione sezione b-b

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE DI FONDAZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez bb 80 x 100

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	EC2/EC8
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave di fondazione in combinazione sismica
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C28/35	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	15.86	MPa
	Resistenza compress. ridotta v1* fcd:	7.93	MPa (6.9)EC2
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32308.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.76	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	16.8	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	16.8	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	12.6	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2	
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	11.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N° Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	251.00	180.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N° Comb.	N	Mx
1	0.00	196.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N° Comb.	N	Mx
1	0.00	180.00 (341.23)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N° Comb.	N	Mx
1	0.00	172.00 (341.23)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.3	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.4	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N° Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	0.00	251.00	-0.25	535.87	2.135	74.4	0.08	0.70	19.0 (16.0)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	80.0	0.00006	74.5	-0.04306	5.5

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm	
Passo staffe:	40.0	cm	
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	3.9	cm ² /m	> Area staffe strettamente necessaria a taglio = 2.7

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors. / N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [§6.2.2 EC2]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (6.8)EC2]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	180.00	261.39	1833.48	257.58	100.0 74.5	2.500	1.000	2.7 1)

1) Sezione verificata a Taglio non necessita di armatura specifica

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.81	80.0	0.00	63.6	-149.4	74.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00082	0.00021	-0.00064	0.89	0.60	0.000448 (0.000448)	632	0.283 (990.00)	341.23

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.58	80.0	0.00	63.6	-137.2	74.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00075	0.00019	-0.00059	0.89	0.60	0.000412 (0.000412)	632	0.260 (0.40)	341.23

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.47	80.0	0.00	63.6	-131.1	74.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00072	0.00019	-0.00056	0.89	0.40	0.000393 (0.000393)	632	0.249 (0.30)	341.23

VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dominio	Parte della sezione di cls. considerata (Nervatura/Soletta)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Frequente	Nervatura	0.65	0.40	4000	---	---	---	-552.00	19.0	6.4

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	Nervatura	0.65	0.40	4000	---	---	---	-552.00	19.0	6.4

Paramento sezione d-d

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez dd 60 x 100

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	EC2/EC8
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80	MPa
	Resistenza compress. ridotta v1*fcd:	9.40	MPa (6.9)EC2
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø26	(26.5 cm²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	11.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	57.00	347.00	170.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	57.00	263.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	57.00	258.00 (237.10)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx
1	57.00	250.00 (237.28)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.2	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	16.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.2	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	57.00	347.00	56.81	550.47	1.586	53.8	0.11	0.70	26.5 (9.8)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	60.0	0.00040	54.5	-0.02722	5.5

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm	
Passo staffe:	40.0	cm	
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	3.9	cm ² /m	> Area staffe strettamente necessaria a taglio = 3.5

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [§6.2.2 EC2]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]
Vvd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (6.8)EC2]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vvd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	170.00	273.34	1589.91	188.43	100.0 54.5	2.500	1.000	3.5 1)

1) Sezione verificata a Taglio non necessita di specifica armatura

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.56	60.0	0.00	43.5	-191.5	54.5	13.8	1375	26.5	22.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00110	0.00042	-0.00075	0.84	0.60	0.000574 (0.000574)	528	0.303 (990.00)	236.99

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.46	60.0	0.00	43.5	-187.7	54.5	13.8	1375	26.5	22.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00107	0.00041	-0.00073	0.84	0.60	0.000563 (0.000563)	528	0.297 (0.40)	237.10

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.29	60.0	0.00	43.4	-181.5	54.5	13.8	1375	26.5	22.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00104	0.00040	-0.00071	0.84	0.40	0.000550 (0.000545)	528	0.290 (0.30)	237.28

VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)

N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dominio	Parte della sezione di cls. considerata (Nervatura/Soletta)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Frequente	Nervatura	0.86	0.39	2900	---	---	---	-447.25	26.5	6.7

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	Nervatura	0.86	0.39	2900	---	---	---	-446.89	26.5	6.7

Paramento sezione e-e

DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE IN C.A.

NOME SEZIONE: Sez ee 60 x 100

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	EC2/EC8
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di Trave
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	18.80	MPa
	Resistenza compress. ridotta v1*fcd:	9.40	MPa (6.9)EC2
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33642.8	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
	Coeff. K3 Ap.fess. :	3.4000	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2
Coeff. K4 Ap.fess. :	0.4250	§C4.1.2.2.4.5 NTC / § 7.3.4(3) EC2	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. β1*β2:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito β1*β2:	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	100.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø22	(19.0 cm²)
Barre superiori:	5Ø22	(19.0 cm²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.5	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	11.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx	Vy	MT
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
VY	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	42.00	190.00	123.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	42.00	151.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	42.00	142.00 (228.72)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

	N	Mx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	42.00	137.00 (229.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.4	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	17.3	cm
Copriferro netto minimo staffe:	3.4	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45									
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]									
As Tesa	Area armature long. trave [cm²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	42.00	190.00	41.88	401.36	2.112	54.6	0.10	0.70	19.0 (9.8)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	60.0	-0.00008	54.5	-0.03202	5.5

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe/legature:	10	mm	
Passo staffe:	40.0	cm	
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	3.9	cm ² /m	> Area staffe strettamente necessaria a taglio = 2.6

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [§6.2.2 EC2]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (6.9)EC2]
Vvd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (6.8)EC2]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vvd	bw d	Ctg	Acw	Ast
1	S	123.00	305.06	1589.91	188.43	100.0 54.5	2.500	1.000	2.6 1)

1) Sezione verificata a Taglio non necessita di armatura specifica

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([MPa]
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [MPa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di calcestruzzo [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm ²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm ²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.61	60.0	0.00	45.5	-149.2	54.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata
e3	Deformazione unitaria al limite dell'area tesa efficace di calcestruzzo
K2	= (e1 + e3)/(2*e3) secondo la (7.13) dell'EC2 e la (C4.1.19)NTC
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es
srm	Distanza massima in mm tra le fessure
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00085	0.00027	-0.00059	0.85	0.60	0.000448 (0.000448)	609	0.273 (990.00)	228.27

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.40	60.0	0.00	45.4	-139.7	54.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00079	0.00025	-0.00055	0.85	0.60	0.000419 (0.000419)	609	0.255 (0.40)	228.72

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Ss min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.28	60.0	0.00	45.4	-134.4	54.5	13.8	1375	19.0	22.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00076	0.00025	-0.00053	0.85	0.40	0.000403 (0.000403)	609	0.246 (0.30)	229.00

VERIFICA ARMATURE MINIME SLE PER CONTROLLO FESSURAZIONE (§ 7.3.2 EC2)

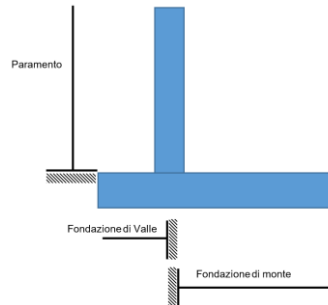
N°Comb.	Numero della combinazione SLE
Tipo Comb.	Frequente o Quasi Permanente
Dominio	Parte della sezione di cls. considerata (Nervatura/Soletta)
k	Coeff. che tiene conto delle autotensioni [(7.1) EC2]
kc	Coeff. associato alla distribuzione degli sforzi [(7.1) EC2]
Act	Area di cls. teso (prima della fessurazione) relativo al dominio corrente [(7.1) EC2]
Ned	Sforzo normale (+ se di compressione) agente nel cls. del dominio prima della fessuraz.[kN]
Sc	=Ned/Ac sforzo normale medio nel dominio di area Ac per sezioni rett. o nervature [(7.1) EC2]
k1	Coeff. associato all'effetto dello sforzo normale sulla distribuzione degli sforzi (sez. rett. o nervature)
Frc	Sforzo di trazione (valore assoluto) agente nelle eventuali solette prima della fessuraz.[kN]
As dom	Area [cm²] delle barre long. in zona tesa effettivamente presenti nel dominio considerato.
As,min	Area [cm²] minima delle barre long. da disporre in zona tesa nel dominio considerato in base alla (7.1) EC2.

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Frequente	Nervatura	0.86	0.39	2900	---	---	---	-450.05	19.0	6.7

N°Comb	Tipo Comb.	Dominio	k	kc	Act	Ned	Sc	k1	Frc	As dom	As,min
1	Quasi perm.	Nervatura	0.86	0.39	2900	---	---	---	-449.51	19.0	6.7

9.3 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Gli schemi di calcolo utilizzati nei fogli excel costituiscono modelli semplificati derivanti dalla scienza delle costruzioni e consolidati, in particolare gli elementi strutturali sono stati dimensionati come travi a mensola incastrate soggette ai carichi del terreno, dell'acqua, sismici ed alle diverse tipologie di sovraccarichi, per tale motivo i risultati sono considerati accettabili.



9.4 VERIFICA DI STABILITA GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale sono state condotte in accordo al DM 14 gennaio 2008, Norme tecniche per le costruzioni (Gazzetta Ufficiale n.29 del 04.02.2008); sulla base dei contenuti di tale normativa, le verifiche agli Stati Limite Ultimi sono state effettuate utilizzando la Combinazione 2 dell'Approccio 1, caratteristica dello stato limite di resistenza del terreno.

L'Approccio 1 – Combinazione 2 prevede l'utilizzo dei coefficienti parziali A2 per le azioni, M2 per i materiali ed R2 per le resistenze (A2+M2+R2). Nello specifico:

- il set di coefficienti parziali A2 indica i seguenti fattori parziali da applicare alle azioni:
 - $\gamma_{G1} = 1.0$ per i carichi *Permanenti Favorevoli* e *Sfavorevoli*;
 - $\gamma_{G2} = 0.0$ per i carichi *Permanenti non strutturali Favorevoli* o *Variabili Favorevoli*;
 - $\gamma_{Qi} = 1.3$ per i carichi *Permanenti non strutturali Sfavorevoli* o *Variabili Sfavorevoli*.
- il set di coefficienti M2 indica i seguenti fattori parziali da applicare ai materiali:
 - $\gamma_{\phi'} = 1.25$ per la $\tan(\phi')$;
 - $\gamma_{c'} = 1.25$ per la coesione efficace c' ;
 - $\gamma_{cu} = 1.40$ per la coesione non drenata c_u ;
 - $\gamma_{\gamma} = 1.00$ per il peso specifico γ .
- il set di coefficienti R2 indica un coefficiente parziale pari a 1.1.

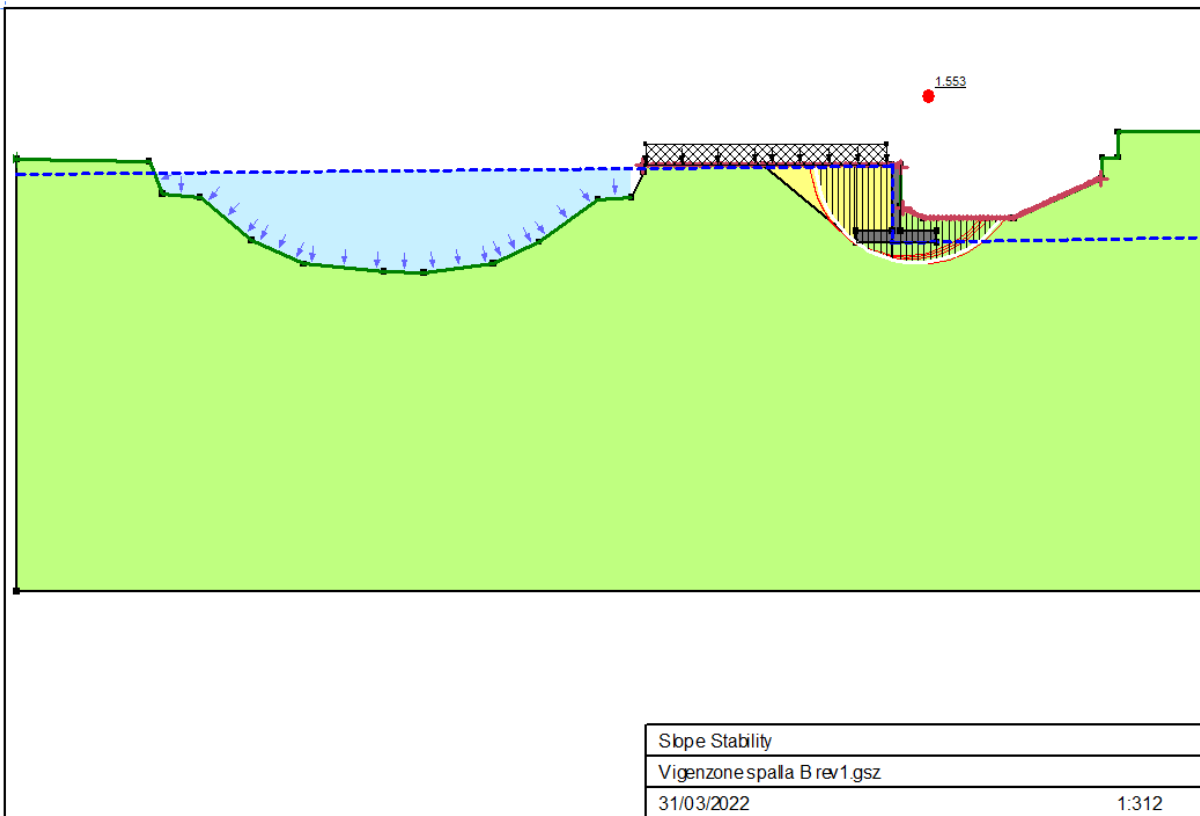
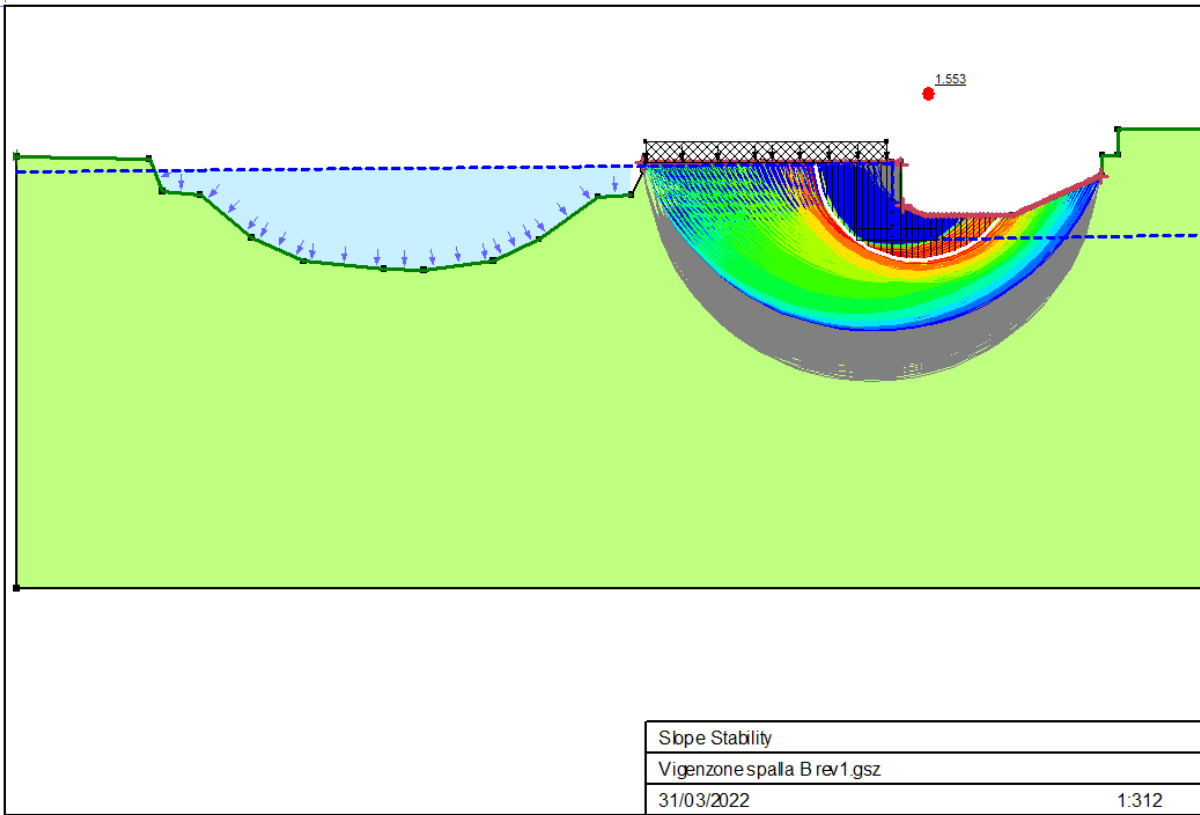
L'adozione di questo approccio comporta nelle analisi di stabilità l'utilizzo di carichi e parametri geotecnici fattorizzati con i coefficienti parziali A2 ed M2 di cui sopra e la verifica che il fattore parziale sulla resistenza globale R2 risulti almeno pari a 1.1

Le analisi sono state condotte con l'ausilio del codice di calcolo SLOPE/W. I risultati di tali analisi sono riportati nelle figure seguenti. Da essi risulta che il fattore di sicurezza minimo richiesto dalla Normativa vigente ($R2=1.1$) viene garantito.

Come riferimento per la verifica di stabilità è stata considerata la situazione ritenuta peggiore considerando sia la massima altezza degli scavi che le condizioni geologico/geotecniche.

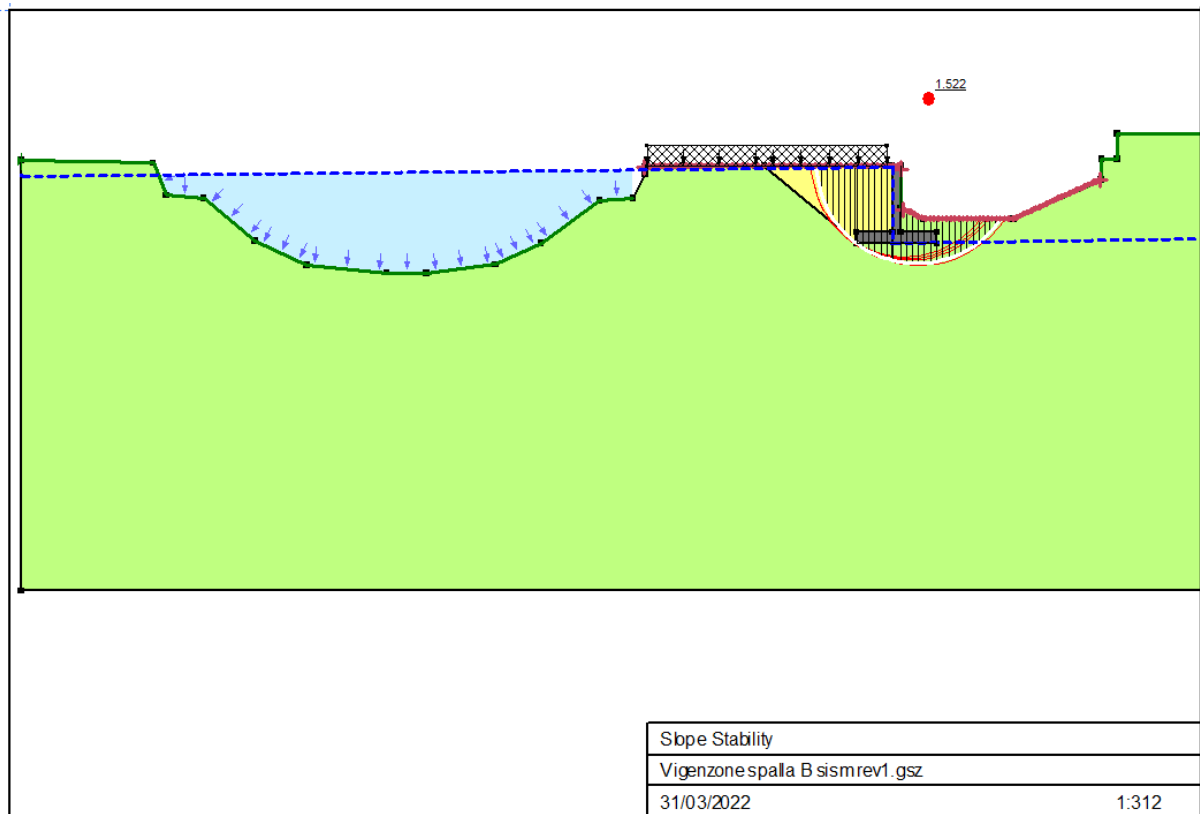
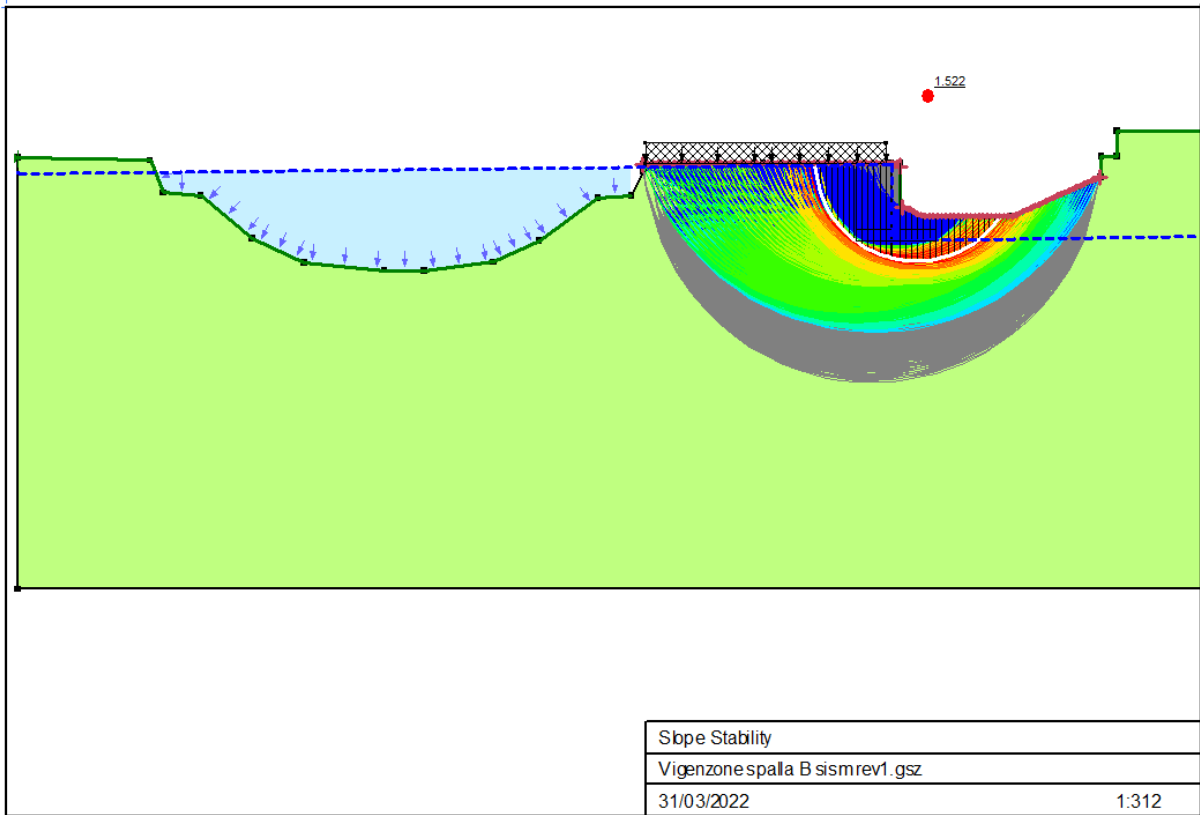
Condizioni statiche

FS=1.553



Condizioni sismiche $\beta_s=0.2$; $K_h = 0.03276$, $k_v= 0.01638$

FS=1.522



Per la condizione sismica di seguito si riportano i dati di calcolo

Slope Stability

Report generated using GeoStudio 2021 R2. Copyright © 1991-2021 GEOSLOPE International Ltd.

Analysis Settings

Slope Stability

Kind: **SLOPE/W**

Analysis Type: **Morgenstern-Price**

Settings

Side Function

Interslice force function option: **Half-Sine**

PWP Conditions from: **Piezometric Line**

Apply Phreatic Correction: **No**

Use Staged Rapid Drawdown: **No**

Unit Weight of Water: **9.807 kN/m³**

Slip Surface

Direction of movement: **Left to Right**

Use Passive Mode: **No**

Slip Surface Option: **Entry and Exit**

Critical slip surfaces saved: **1**

Optimize Critical Slip Surface Location: **No**

Tension Crack Option: **(none)**

Distribution

F of S Calculation Option: **Constant**

Advanced

Geometry Settings

Minimum Slip Surface Depth: **0.1 m**

Number of Slices: **30**

Factor of Safety Convergence Settings

Maximum Number of Iterations: **100**

Tolerable difference in F of S: **0.001**

Solution Settings

Search Method: **Root Finder**

Tolerable difference between starting and converged F of S: **3**

Maximum iterations to calculate converged lambda: **20**

Max Absolute Lambda: **2**

Materials

Rilevato

Material Model: **Mohr-Coulomb**

Unit Weight: **19 kN/m³**

Effective Cohesion: **4 kPa**

Effective Friction Angle: **20.45 °**

Phi-B: **0 °**

Pore Water Pressure

Piezometric Line: **1**

A1

Material Model: **Undrained (Phi=0)**
 Unit Weight: **19 kN/m³**
 Cohesion: **32.14 kPa**
 Pore Water Pressure
 Piezometric Line: **1**

Muro

Material Model: **Mohr-Coulomb**
 Unit Weight: **25 kN/m³**
 Effective Cohesion: **500 kPa**
 Effective Friction Angle: **45 °**
 Phi-B: **0 °**
 Pore Water Pressure
 Piezometric Line: **1**

Slip Surface Entry and Exit

Left Type: **Range**
 Left-Zone Left Coordinate: **(43.57013; 5.059667) m**
 Left-Zone Right Coordinate: **(61.46806; 4.9) m**
 Left-Zone Increment: **50**
 Right Type: **Range**
 Right-Zone Left Coordinate: **(61.65509; 2.069638) m**
 Right-Zone Right Coordinate: **(75.4; 4.127318) m**
 Right-Zone Increment: **50**
 Radius Increments: **4**

Slip Surface Limits

Left Coordinate: **(0; 5.510013) m**
 Right Coordinate: **(100; 7.386165) m**

Piezometric Lines

Piezometric Line 1

Coordinates

	X	Y
Coordinate 1	0.02976 m	4.4 m
Coordinate 2	60.9 m	5 m
Coordinate 3	60.90048 m	-0.300245 m
Coordinate 4	100.02976 m	0.3 m

Seismic Coefficients

Horz Seismic Coef.: 0.03276

Vert Seismic Coef.: 0.01638

Surcharge Loads

Surcharge Load 1

Surcharge (Unit Weight): 10 kN/m³

Direction: Vertical

Coordinates

	X	Y
	43.76319 m	5.060103 m
	43.76319 m	6.5 m
	60.5 m	6.5 m

Geometry

Name: 2D Geometry

Settings

View: 2D

Element Thickness: 1 m

Points

	X	Y
Point 1	90.83043 m	7.386165 m
Point 2	100 m	7.386165 m
Point 3	100 m	-24.489987 m
Point 4	0 m	-24.489987 m
Point 5	0 m	5.510013 m
Point 6	9.19186 m	5.300304 m
Point 7	10.11352 m	3.05236 m
Point 8	12.7609 m	2.845467 m
Point 9	16.34023 m	-0.116769 m
Point 10	19.92662 m	-1.76982 m
Point 11	25.56662 m	-2.31982 m
Point 12	28.31662 m	-2.35982 m
Point 13	33.14662 m	-1.73982 m
Point 14	36.33987 m	-0.260114 m
Point 15	40.43371 m	2.704123 m
Point 16	42.7516 m	2.858891 m
Point 17	43.587 m	4.540479 m

	X	Y
Point 18	43.57013 m	5.059667 m
Point 19	60.86662 m	5.098726 m
Point 20	61.46662 m	5.098726 m
Point 21	63.10447 m	1.421237 m
Point 22	69.37126 m	1.403449 m
Point 23	75.45248 m	4.151029 m
Point 24	75.50461 m	5.560767 m
Point 25	76.5962 m	5.560761 m
Point 26	76.60367 m	7.386165 m
Point 27	60.9 m	0.5 m
Point 28	58.4 m	0.5 m
Point 29	58.4 m	-0.3 m
Point 30	64 m	-0.3 m
Point 31	64 m	0.5 m
Point 32	61.5 m	0.5 m
Point 33	61.48806 m	2.144361 m
Point 34	51.9 m	5.078478 m

Regions

	Material	Points	Area
Region 1	A1	1;26;25;24;23;22;21;33;32;31;30;29;34;18;17;16;15;14;13;12;11;10;9;8;7;6;5;4;3;2	2 757.8 m ²
Region 2	Muro	19;27;28;29;30;31;32;33;20	7.2392 m ²
Region 3	Rilevato	34;29;28;27;19	28.941 m ²

Slip Results

Slip Surfaces Analysed: 7204 of 13005 converged

Current Slip Surface

Slip Surface: 8 540
 Factor of Safety: 1.522
 Volume: 46.208574 m³
 Weight: 921.3355 kN
 Resisting Moment: 3 098.7533 kN·m
 Activating Moment: 2 035.5923 kN·m
 Resisting Force: 363.24543 kN
 Activating Force: 238.55708 kN
 Slip Rank: 1 of 13 005 slip surfaces
 Exit: (68.462313; 1.406029) m
 Entry: (55.512975; 5.0866366) m
 Radius: 7.1051258 m
 Center: (62.609581; 5.4344711) m

Slip Slices

	X	Y	PWP	Base Normal Stress	Frictional Strength	Cohesive Strength	Suction Strength	Base Material
Slice 1	55.517087 m	5.0168088 m	-0.6851991 kPa	2.138037 kPa	1.1949085 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 2	55.720507 m	3.9938706 m	9.3664199 kPa	17.983936 kPa	4.8161668 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 3	56.119124 m	2.5865354 m	23.20669 kPa	41.033182 kPa	9.9628892 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 4	56.517741 m	1.7983915 m	30.97455 kPa	53.485194 kPa	12.580773 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 5	56.916358 m	1.1967114 m	36.913761 kPa	62.927567 kPa	14.538625 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 6	57.314976 m	0.70578857 m	41.766775 kPa	70.794092 kPa	16.222819 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 7	57.713593 m	0.29284048 m	45.85509 kPa	77.739545 kPa	17.819619 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 8	58.082164 m	-0.037004237 m	49.125506 kPa	83.696443 kPa	19.321043 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 9	58.325714 m	-0.23321104 m	51.07325 kPa	87.502304 kPa	20.35951 kPa	0 kPa	0 kPa	Rilevato
Slice 10	58.615802 m	-0.43616945 m	53.091705 kPa	93.048936 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 11	59.040154 m	-0.7042427 m	55.761721 kPa	100.69047 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 12	59.457253 m	-0.92882001 m	58.00447 kPa	107.86813 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 13	59.874352 m	-1.119174 m	59.911592 kPa	114.8603 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 14	60.291451 m	-1.2782335 m	61.511809 kPa	121.72501 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 15	60.68331 m	-1.4019038 m	62.762523 kPa	114.98282 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 16	60.88331 m	-1.457735 m	63.329393 kPa	131.53451 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 17	60.90024 m	-1.4619747 m	37.382835 kPa	144.6264 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 18	61.18355 m	-1.5200778 m	12.005485 kPa	149.09364 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 19	61.47734 m	-1.5798517 m	12.635886 kPa	118.10112 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 20	61.694589 m	-1.6084138 m	12.948677 kPa	73.802897 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 21	62.101676 m	-1.6496248 m	13.414075 kPa	75.273308 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 22	62.502794 m	-1.66702 m	13.645014 kPa	76.181902 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 23	62.903911 m	-1.6617173 m	13.653354 kPa	76.478998 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 24	63.328352 m	-1.6306218 m	13.412254 kPa	77.971315 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 25	63.776117 m	-1.5705622 m	12.890612 kPa	80.536017 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 26	64.209135 m	-1.4849339 m	12.115998 kPa	76.978918 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 27	64.627404 m	-1.3746128 m	11.097003 kPa	77.412262 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 28	65.045674 m	-1.236263 m	9.8031313 kPa	76.777436 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 29	65.463944 m	-1.0680871 m	8.216754 kPa	74.997702 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 30	65.882213 m	-0.86768415 m	6.3143269 kPa	72.023469 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 31	66.300483 m	-0.63183995 m	4.0643273 kPa	67.840482 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 32	66.718752 m	-0.35619059 m	1.4239584 kPa	62.477172 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 33	67.11969 m	-0.050058199 m	-1.5179649 kPa	56.320136 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1

Slice 34	67.503297 m	0.29012657 m	-4.7964472 kPa	49.574223 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 35	67.886903 m	0.68573837 m	-8.6185025 kPa	42.176934 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1
Slice 36	68.27051 m	1.1524603 m	-13.137934 kPa	34.396202 kPa	0 kPa	32.14 kPa	0 kPa	A1

10 CONCLUSIONI

La relazione ha analizzato dal punto di vista geotecnico e strutturale i muri per la sistemazione finale degli argini in corrispondenza del VI01X e VI04X. Le verifiche hanno mostrato che le caratteristiche geometriche e dei materiali utilizzati, sono compatibili con le azioni esterne in riferimento ai livelli di sicurezza stabiliti dalla normativa (NTC2008).