



Provincia di Cuneo
S.S. 28 del Colle di Nava
Lavori di realizzazione della Tangenziale di Mondovì con
collegamento alla S.S. 28 Dir – 564 e al casello A6
"Torino–Savona" – III Lotto (Variante di Mondovì)

PROGETTO DEFINITIVO

COD. T008

PROGETTAZIONE: RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	MANDATARIA: 	MANDANTI:  POLITECNICA BUILDING FOR HUMANS	MATILDI+PARTNERS
IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: <i>Ing. Andrea Renso – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2413</i>	IL PROGETTISTA: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi Bologna–n.A6457</i>		
IL GEOLOGO: <i>Geol. Emanuele Fresia – TECHNITAL Ordine Geologi Veneto n. A501</i>	GRUPPO DI PROGETTAZIONE: COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E PROGETTAZIONE STRADALE: <i>Ing. Carlo Vittorio Matildi – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. 6457/A</i> COORDINAMENTO PROGETTAZIONE E COORDINATORE STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE: <i>Ing. Edoardo Piccoli – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A3381</i>		
IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE: <i>Ing. Paolo Barrasso – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A9513</i>	OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIA: <i>Ing. Corrado Pesce – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A1984</i> OPERE D'ARTE MAGGIORI PONTI E MINORI: <i>Ing. Stefano Isani – MATILDI + PARTNERS Ordine Ingegneri Provincia di Bologna n. A4550</i>		
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO: <i>Ing. Giuseppe Danilo Malgeri</i>	GEOTECNICA: <i>Ing. Alessandro Rizzo – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Milano n. A19598</i> IDROLOGIA ED IDRAULICA: <i>Ing. Simone Venturini – TECHNITAL Ordine Ingegneri Provincia di Verona n. A2515</i>		
PROTOCOLLO:	DATA:		

12 – OPERE D'ARTE MINORI
12.1 – Galleria artificiale
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		PROGR. ELAB.	REV.	SCALA:
DPT00008D16		12.01_P00_OM01_STR_RE01_B		12.01		
		CODICE ELAB.				
		P00OM01STRRE01			B	/
D						
C						
B	Istruttoria ANAS	Maggio 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
A	EMISSIONE	Marzo 2020	Matildi+Partners	Barrasso	Isani	Matildi
REV.	DESCRIZIONE	DATA	SOCIETA'	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	5
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4.1	DEFINIZIONE DEL COPRIFERRO	8
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	9
6	ANALISI E CRITERI DI VERIFICA	10
6.1	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	10
6.2	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	11
7	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	12
8	COMBINAZIONI DI CARICO	13
9	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI	15
10	VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	17
10.1	VERIFICA DI FESSURAZIONE	17
10.2	VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO.....	18
10.2.1	TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	18
10.2.2	TENSIONE MASSIMA DELL'ACCIAIO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	18
10.3	VERIFICA DI DEFORMABILITA'	18
11	ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA SCATOLARE	19
11.1	CRITERI DI MODELLAZIONE.....	19
11.2	VERIFICA 1° FASE.....	23
11.3	ANALISI DEI CARCHI	26
11.3.1	PESO PROPRIO G_1	26
11.3.2	PERMANENTI PORTATI SULLA SOLETTA DI BASE G_2	26
11.3.3	SPINTA DEL TERRENO LATERALE P_{TER}	27
11.3.4	SPINTA IDROSTATICA P_{IDR}	27
11.3.5	SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO Q_1	28

11.3.6	SOVRACCARICO ACCIDENTALE SULLA SOLETTA DI BASE Q_2 e Q_3	32
11.3.7	AZIONE SISMICA	36
11.3.8	INCREMENTO DI SPINTA - WOOD	38
11.4	GRUPPI E COMBINAZIONI DI CARICO	38
11.4.1	CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	38
11.4.2	RIASSUNTO DELLE COMBINAZIONI DI CARICO	40
11.5	DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI	44
11.6	VERIFICHE DI SICUREZZA	48
11.6.1	VERIFICHE AGLI SLU	48
11.6.2	VERIFICHE TENSIONI AGLI SLE	59
11.6.3	VERIFICHE DI FESSURAZIONE	76
11.7	VERIFICA CEDIMENTI FONDAZIONE SCATOLARE	84
11.8	VERIFICA DEFORMABILITÀ SOLETTA SUPERIORE	84
11.9	VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE	85
11.10	VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	87
11.11	INCIDENZA ARMATURA SCATOLARE	88
12	ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA MURI DI SOSTEGNO	90
12.1	PREMESSA	90
12.2	CRITERI DI MODELLAZIONE	90
13	ANALISI DEI CARCHI	92
13.1	PESO PROPRIO G_1	92
13.2	SPINTA DEL TERRENO LATERALE P_{TER}	92
13.3	SPINTA IDROSTATICA P_{IDR}	92
13.4	CARICO VARIABILE A MONTE Q_1	92
13.5	AZIONE SISMICA	93
13.6	COEFFICIENTI E COMBINAZIONI DI CARICO	95
14	VERIFICHE DI SICUREZZA OPERA DI SOSTEGNO	96
14.1	VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA	96
14.2	VERIFICA A RIBALTAMENTO	97
14.3	VERIFICA A SCHIACCIAMENTO	97
14.4	VERIFICA A SCORRIMENTO	100

14.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	100
14.6	VERIFICA DELLE ARMATURE.....	101
14.7	VERIFICA SLE: FESSURAZIONE.....	103
14.8	VERIFICA SLE: TENSIONI.....	107
14.9	INCIDENZA ARMATURA MURI.....	109

1 PREMESSA

Nell'ambito del riordino del sistema viario del Piemonte Sud Occidentale è stata accertata la necessità di provvedere al suo ammodernamento, per un più rapido ed agevole collegamento di questa regione con il sistema portuale ligure a Sud.

Si è evidenziata pertanto l'importanza della S.S. 28 "del Col di Nava", che partendo dall'incrocio con la S.S. 20 nei pressi di Genola, si congiunge con il sistema viario ligure attraverso il Colle di Nava ad Imperia ed il Colle di Cadibona a Savona. La variante di Mondovì avvolgerà la zona abitata con un tracciato ad andamento semicircolare, nei settori Nord-Ovest-Sud del territorio comunale.

Il 3° lotto della variante, congiungerà la S.P. Villanova-Mondovì con la S.S. 28 alla progressiva 32+900 a Sud dell'abitato di Mondovì. Il suo andamento ha una direzione sostanzialmente Ovest-Est.

Nell'ambito della progettazione esecutiva del 3° lotto della variante si prevede la realizzazione dello scatolare in c.a. denominato "**Sovrappasso Faunistico – Galleria Artificiale**". Questo manufatto, che si estende dalla Sezione 16 (km 0+375) alla Sezione 21 (km 0+500), si rende necessario in quanto la livelletta dell'asse principale si abbassa rispetto al piano campagna attuale.

Nello specifico si è esaminato un manufatto gettato in opera a sezione rettangolare avente dimensione interne di 13,15m x 7,34m. La soletta superiore, realizzata con lastre predalles prefabbricate in c.a., ha uno spessore costante pari a 1 m così come i ritii e la soletta di base.

Lo scatolare ha una lunghezza complessiva, determinata lungo l'asse longitudinale, pari a 125m con un ricoprimento superiore variabile in funzione della riprofilatura da effettuarsi.

La soluzione costruttiva della galleria artificiale richiede sia i muri di imbocco che di uscita aventi una soletta di fondazione di spessore pari a 1 m e una sezione trasversale con ritii di larghezza pari a 0.80 m e altezza variabile tra 2.00 m e 9.00m.

A tergo dei muri, si posiziona un tubo drenante $\phi 160$ microfessurato. Tale drenaggio avrà la funzione di intercettare le acque del versante e di allontanarle verso un fosso drenante esistente. Il completamento del riempimento a tergo risulta costituito dal riutilizzo dello stesso materiale di scavo.

Nei paragrafi successivi sono riportati i riferimenti normativi, le ipotesi adottate alla base dei calcoli, le caratteristiche dei terreni interessati, la progettazione e le verifiche geotecniche e strutturali.

L'analisi dello scatolare è stata condotta con l'ausilio del software di calcolo "SCAT 14.0.1" prodotto da Aztec Informatica srl nello spirito del metodo agli stati limite per una porzione di lunghezza unitaria mentre l'analisi dei muri è stata condotta con l'ausilio di "PRO_MST" prodotto da PRO_SAP della 2.SI.

La redazione della presente relazione fa preciso riferimento alle campagne geognostiche volte ad individuare la natura e le caratterizzazioni dei terreni interessati dall'opera.

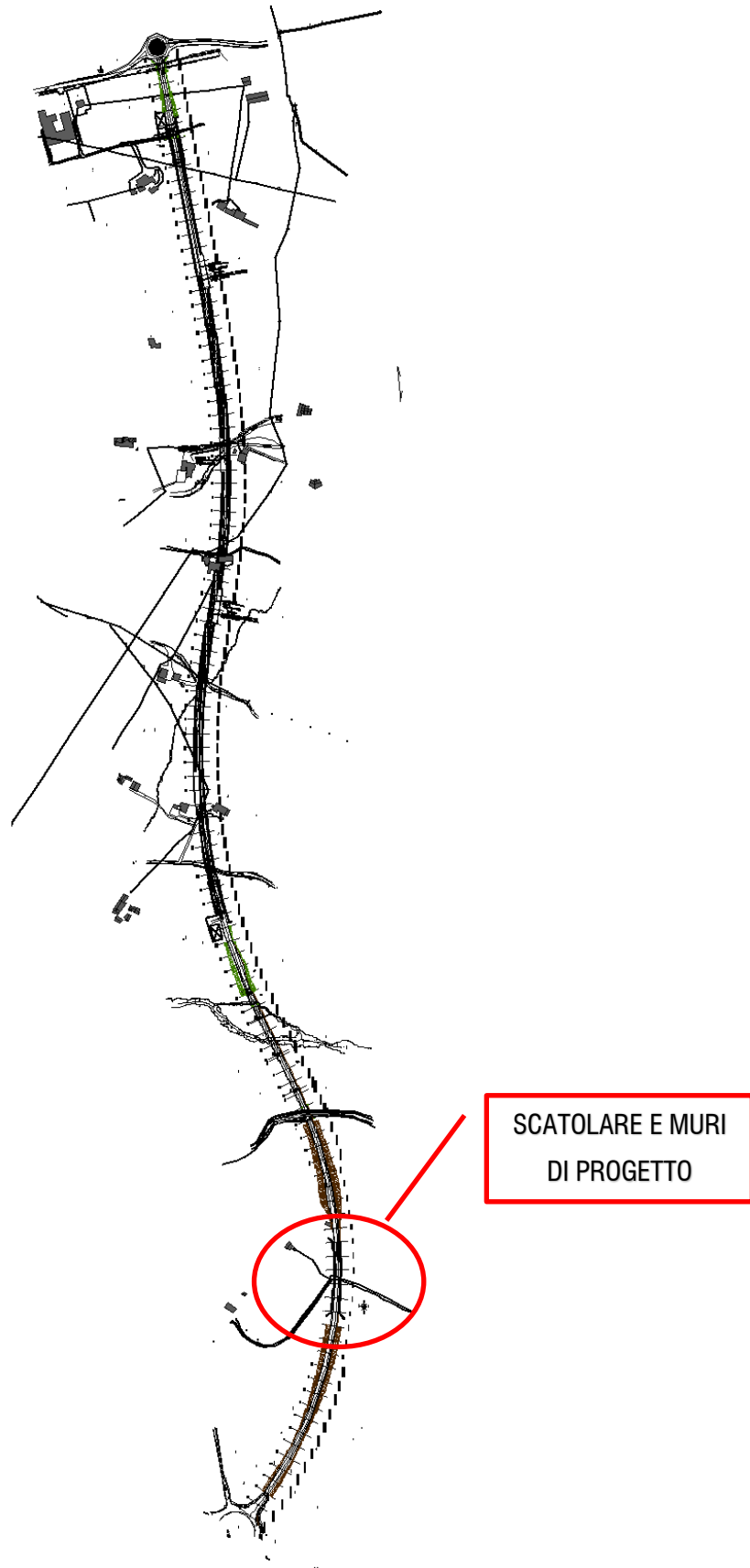


Figura 1-1: andamento planimetrico tracciato e ubicazione scatolare & muri.

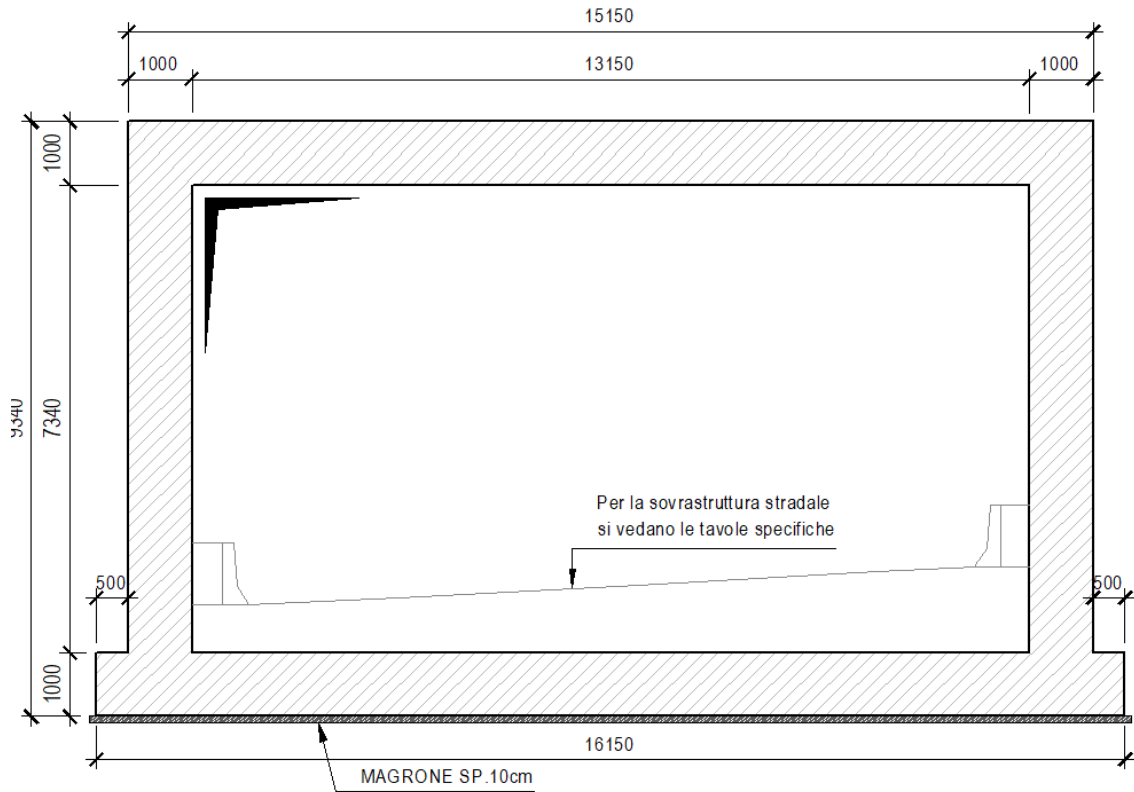
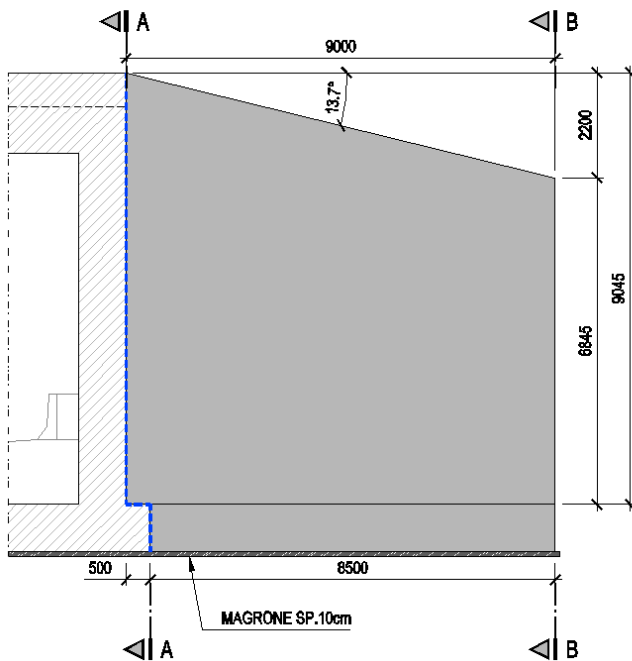


Figura 1-2: sezione trasversale scatolare.

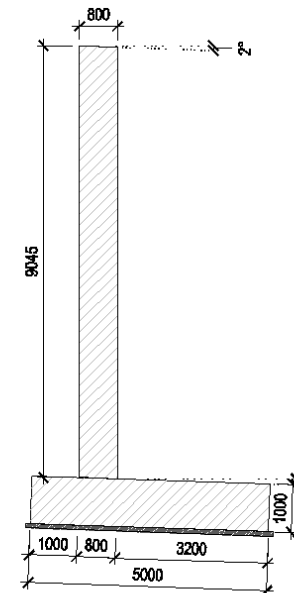
PROSPETTO FRONTALE MURI D'INGRESSO

SCALA 1:100



SEZIONE A-A

SCALA 1:100



SEZIONE B-B

SCALA 1:100

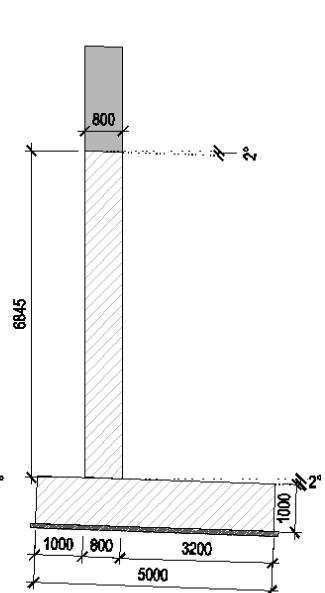


Figura 1-3: muri d'ingresso scatolare.

3 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Nel seguito si riporta l'elenco dei programmi utilizzati per il calcolo delle strutture:

- **SCAT 14.01 c**

Programma di calcolo agli elementi finiti prodotto da Aztec Informatica Corso Umberto I, 43 – Loc. Casole Bruzio - 87059 Casali del Manco (CS), e segue l'analisi di strutture costituite da elementi monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali. Il codice consente la schematizzazione di giunzioni nodali tra le aste, comunque inclinate, ad incastro oppure a cerniera e permette di determinare l'involuppo delle sollecitazioni dovute a diverse condizioni di carico visualizzando, asta per asta, l'andamento massimo e minimo del momento, del taglio, dello sforzo normale e, nel caso di aste su suolo elastico, della pressione agente sul terreno.

- **PRO_SAP RY 2019 (c).**

2S.I. in collaborazione con l'Università di Ferrara e con la spin-off dell'École Centrale Paris CM2 – Computing Objects SARL ha sviluppato il solutore di ultima generazione e_SAP. Funzionalità specifiche per l'ingegneria civile alla luce delle nuove normative, quali analisi degli effetti del secondo ordine e analisi di buckling (D.M. 14/01/'08 paragrafi 4.1.1, 4.1.1.4, per costruzioni in cemento armato, 4.2.3.4, 4.2.3.5, per costruzioni in acciaio, 7.3.1 per la progettazione per azioni sismiche) sono di immediata applicazione. Analisi non lineare al passo (storia di carico), analisi non lineare per grandi spostamenti (funi, membrane, tensostrutture, ...) e analisi dei dissipatori sismici sono alcuni degli strumenti disponibili per affinare il progetto della struttura.

- **PRO_MST**

Progetto Muri di Sostegno Progetto, verifica e disegno dei muri di sostegno a gravità e a mensola. Generazione automatica della relazione di calcolo e disegni esecutivi. Download PRO_MST (all'interno del pacchetto PRO_SAP)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tutti i materiali devono essere conformi alle norme tecniche del 17/01/2018. In particolare si prevedono conglomerati cementizi e acciai descritti nelle tabelle seguenti.

Tabella 4-1: calcestruzzo per magrone.

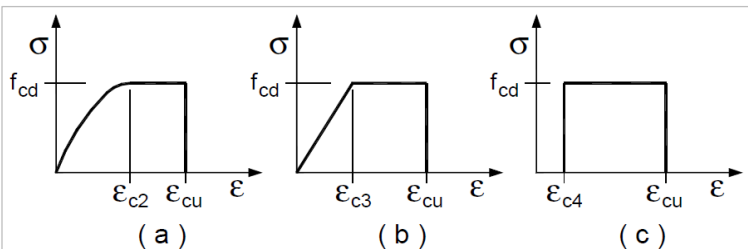
CALCESTRUZZO		DM 17/01/2018	
Classe		C12/15	
coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0,85	par. 4.1.2.1.1.1
coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	12 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	15 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	20,0 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	1,57 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	1,10 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctm}	1,89 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctk}	1,32 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	27.085 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0,2	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_F	0	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1,00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2.500 kg/m³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	6,80 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza per aderenza acciaio-cls	f_{bd}	1,65 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	0,73 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	7,20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.perm.}$	5,40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
Parametri di deformazione		ϵ_{c2}	ϵ_{c3}
		ϵ_{c4}	ϵ_{cu}
		[-]	[-]
		2,00E-03	1,75E-03
		7,00E-04	3,50E-03
			

Tabella 4-2: calcestruzzo fondazione ed elevazione scatolare.

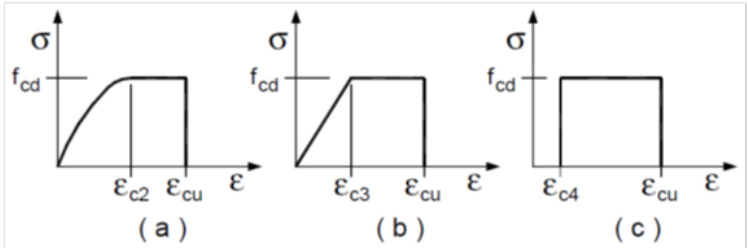
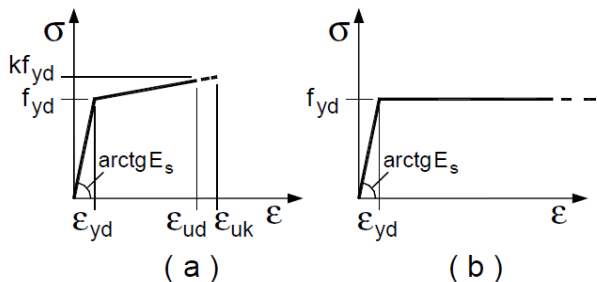
CALCESTRUZZO		DM 17/01/2018	
Classe C32/40			
coefficiente per carichi di lunga durata	α_{cc}	0,85	par. 4.1.2.1.1.1
coefficiente di sicurezza	γ_c	1,5	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza a compressione cilindrica caratteristica	f_{ck}	32 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.1)
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	40 MPa	par. 11.2.10.1
resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40,0 MPa	par. 11.2.10.1 (11.2.2)
resistenza a trazione semplice media	f_{ctm}	3,02 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.3a,b)
resistenza a trazione semplice caratteristica	f_{ctk}	2,12 MPa	par. 11.2.10.2
resistenza a trazione per flessione media	f_{ctm}	3,63 MPa	par. 11.2.10.2 (11.2.4)
resistenza a trazione per flessione caratteristica	f_{ctk}	2,54 MPa	par. 11.2.10.2
modulo elastico	E_{cm}	33.346 MPa	par. 11.2.10.3 (11.2.5)
coefficiente di Poisson (cls non fessurato)	ν_{NF}	0,2	par. 11.2.10.4
coefficiente di Poisson (cls fessurato)	ν_f	0	par. 11.2.10.4
coefficiente di dilatazione termica	α	1,00E-05 1/°C	par. 11.2.10.5
densità	ρ	2.500 kg/m³	
resistenza a compressione cilindrica di progetto allo SLU	f_{cd}	18,13 MPa	par. 4.1.2.1.1.1
resistenza per aderenza acciaio-cls	f_{bd}	3,18 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
resistenza a trazione cilindrica di progetto allo SLU	f_{ctd}	1,41 MPa	par. 4.1.2.1.1.2
tensione limite allo SLE nella comb. rara	$\sigma_{c,rara}$	19,20 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
tensione limite allo SLE nella comb. quasi perm.	$\sigma_{c,q.perm.}$	14,40 MPa	par. 4.1.2.2.5.1
Parametri di deformazione			
	ϵ_{c2}	ϵ_{c3}	ϵ_{c4}
	[-]	[-]	[-]
	2,00E-03	1,75E-03	7,00E-04
			ϵ_{cu}
			3,50E-03
			

Tabella 4-3: acciaio per c.a.

ACCIAIO PER BARRE		DM 17/01/2008	
Classe B450 C			
coefficiente di sicurezza	γ_c	1,15	par. 4.3.3
resistenza a snervamento caratteristica	f_{yk}	450 MPa	par. 11.3.2.1
resistenza a rottura caratteristica	f_{tk}	540 MPa	par. 11.3.2.1
resistenza a snervamento di progetto	f_{yk}	391,3 MPa	par. 4.3.3
Parametri di deformazione			
	ϵ_{yd}	ϵ_{ud}	ϵ_{uk}
	[-]	[-]	[-]
	1,86E-03	6,75E-02	7,50E-02
			

4.1 DEFINIZIONE DEL COPRIFERRO

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III nella NTC 2018.

Tab. 4.1.III – 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

FONDAZIONE – PIEDRITTI – SOLETTA SUPERIORE

- **Esterno: corrosione indotta da carbonatazione – XC2** – Bagnato, raramente asciutto (ORDINARIE)
- **Interno: corrosione indotta da attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti – XF4** – (elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare (MOLTO AGGRESSIVE))

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC 2018, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali di Tabella 4.1.IV delle NTC. I valori sono espressi in mm e sono distinti in funzione dell'armatura, barre da c.a. o cavi aderenti da c.a.p. (fili, trecce e trefoli), e del tipo di elemento, a piastra (solette, pareti) o monodimensionale (travi, pilastri). I valori della Tabella C4.1.IV della NTC 2018 si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm. A tali valori di tabella vanno aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} < C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Copriferro interno (XF4): 40mm (copriferro minimo) + 10mm (tolleranza) + 5mm (classe di resistenza inferiore a C_{min}) =

- **Interno: 55mm**

Copriferro esterno (XC2): 20mm (copriferro minimo) + 10mm (tolleranza) =

- **Esterno: 30mm**

Per uniformare lo spessore dei copriferri viene utilizzato quello più sfavorevole pari a 60mm.

5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Nella relazione geologica-geotecnica di progetto sono riportati i parametri geotecnici medi operativi di riferimento per le unità geotecniche individuate lungo il tracciato di variante.

Tabella 5-1: caratterizzazione geotecnica terreni.

N°	Unità	γ (kN/m ³)	GSI	RMR	σ_c (Mpa)	Classe Bieniawsky	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ'_{res} (°)	Cu (kPa)	E (Mpa)	K (m/s)	ν (-)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
Aa	Alluvioni degli alvei attuali	19					0	38-42			20-25	1,00E-03	0,3		
Ab	Alluvioni terrazzate Rione Borgato	19					0-5	30			15	1,00E-05	0,3		
Ab2	Alluvioni terrazzate imbocco est galleria S. Lorenzo	19					0		19-20		15-20	1,00E-05	0,35		
Ac	Alluvioni antiche	19					5	36-38			30	6,00E-05	0,3		
Ga	Argille grigio azzurre	19,5					25-30	30-32		150-200	50-70	1,00E-08	0,3		
Cs	Cassano Spinola	19					15-20	30-32			30	5,00E-06	0,3		
Cs2	Cassano Spinola imbocco ovest galleria	19					0		19-20		15	5,00E-06	0,35		
Sa1	F.ne Marne di S Agata opere all'aperto	20,5	30-40		4		25-40	30-32			100-200	1,00E-07	0,25		
Sa2	F.ne delle Marne di S. Agata	20,5	30-40	23-26	4	IV Scadente	25-50	32-37			500-800	1,00E-07	0,25		
Sa3	F.ne delle Marne di S. Agata alta copertura	20,5	30-38	23-26	4	IV Scadente	100-105	21-23			700	1,00E-07	0,25		
L1	F.ne di Lequio	21	45-55	35-38	5,5	IV Scadente	130-150	33-34			1000-1100	5,00E-07	0,20		
L2	F.ne di Lequio fratturata	21	35-45	27	5,5	IV Scadente	100-110	34-35			800-900	8,00E-07	0.20-0.25		

Di conseguenza, in corrispondenza dell'opera in esame, i parametri geotecnici caratteristici delle unità stratigrafiche considerate e del terreno di riempimento sono indicati nella tabella seguente.

Tabella 5-2: parametri geotecnici di calcolo.

UNITÀ STRATIGRAFICA	TERRENO DI RICOPRIMENTO (V-R)	TERRENO DI RINFIANCO (Cs)	TERRENO DI BASE (Cs)
Peso specifico γ_n [kN/m ³]	17.5	19.0	19.0
Peso specifico saturo γ_{sat} [kN/m ³]	17.5	19.0	19.0
Coesione c' [kPa]	-	-	15
Angolo d'attrito ϕ' [°]	-	30	30

6 ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

6.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni. Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- **SLU di tipo geotecnico (GEO)**
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

- **SLU di tipo strutturale (STR)**
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, utilizzando l'Approccio 2 nella quale i coefficienti sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari, mentre le azioni permanenti e variabili sono amplificate mediante i coefficienti parziali del gruppo A1 che possono essere applicati alle spinte, ai pesi e ai sovraccarichi. Il coefficiente R3 non deve essere portato in conto nelle verifiche STR.

Si è verificato che la condizione $E_d < R_d$ venga soddisfatta per ogni stato limite considerato che corrisponde ad ottenere un coefficiente di sicurezza $FS > \gamma_R$.

Per quanto riguarda le verifiche sismiche, secondo NTC2018 rimangono validi gli approcci adottati negli SLU statici ma con l'accortezza di adottare coefficienti unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici. I coefficienti parziali γ_R sulla resistenza del sistema sono invece i seguenti:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

Per le verifiche di stabilità globale il coefficiente parziale γ_R va assunto pari a 1.2. (NTC 2018)

6.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Le verifiche nei confronti degli stati limiti di esercizio SLE degli elementi strutturali si effettuano sia in termini di fessurazione (apertura delle fessure) che in termini di tensioni di esercizio.

7 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I della NTC 2018.

Con riferimento ai contenuti delle indicazioni delle NTC 2018, i dati di progetto assunti per la definizione dell'azione sismica di base del sito sono i seguenti:

- Vita nominale dell'opera: $V_N = 50$ anni "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale".
- Classe d'uso: III ($C_U = 1.5$) Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

Periodo di riferimento: $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni

Dettagli Parametri Sismici	
Tipo di Opera	Opera ordinaria
Classe d'Uso	III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose
Vita Nominale	50 anni
Vita di Riferimento	75 anni
<hr/>	
Comune	Mondovì
Provincia	Cuneo
Regione	Piemonte
Latitudine	44,389576
Longitudine	7,820601

Calcolo Parametri Sismici	
Tipo Opera	
Tipo di costruzione	
<input type="radio"/> Opere provvisorie <input checked="" type="radio"/> Opere ordinarie, opere infrastrutturali di importanza normale <input type="radio"/> Grandi opere di importanza strategica	
Vita Nominale - V_N	50 anni
Classe d'uso	
<input type="radio"/> I - Presenza occasionale di persone <input type="radio"/> II - Normali affollamenti, industrie non pericolose <input checked="" type="radio"/> III - Affollamenti significativi, industrie pericolose <input type="radio"/> IV - Opere strategiche, industrie molto pericolose	
Vita di Riferimento - V_R	75 anni
<input type="button" value="« Indietro"/> <input type="button" value="Avanti »"/>	
Stato Limite Ultimo	Stato Limite Esercizio
<input checked="" type="radio"/> SLV <input type="radio"/> SLC	<input checked="" type="radio"/> SLD <input type="radio"/> Nessun valore
<input type="button" value="Esporta dati >>"/> <input type="button" value="Chiudi"/>	

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni riportate nella NTC 2018.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Per il dimensionamento dell'opera si seguono le indicazioni riportate nelle NTC 2018, ed in particolare per la definizione delle combinazioni di carico si fa riferimento al capitolo 5.1.3.12 "Ponti Stradali, combinazioni di carico". Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, in genere, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV della NTC 2018:

Tab. 5.1.IV - Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carichi verticali
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli SLU.

Tab. 5.1.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati in Tab. 5.1.VI:

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

9 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. In tutte le verifiche si deve ottenere che $E_d < R_d$ dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Quindi l'effetto delle azioni e la resistenza sono espressi in funzione delle azioni di progetto, delle caratteristiche di resistenza di progetto e della geometria di progetto. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R).

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(0)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tab. 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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Con riferimento alla NTC 2018 si sono analizzati i seguenti stati limite:

- SLU statico di tipo geotecnico (GEO): per la verifica a scorrimento sul piano di posa, per la verifica della capacità portante della fondazione e a ribaltamento si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici caratteristici, nell'amplificare le azioni stabilizzanti e destabilizzanti mediante il set di coefficienti parziali A1 e nel ridurre le azioni resistenti mediante il set di coefficienti parziali R3. Nella verifica a ribaltamento i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.
- SLU sismico (SLV) di tipo geotecnico (GEO): per la verifica a scorrimento sul piano di posa, per la verifica della capacità portante della fondazione e per la verifica a ribaltamento si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1+R3 che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici e i coefficienti per le azioni unitari e nel ridurre le azioni resistenti mediante il set di coefficienti parziali R del § 7.11.6.2.2 (Tab. 7.11.III). Per la verifica a stabilità globale si è fatto riferimento alla combinazione A2+M2+R2, in cui i parametri M2 sono assunti unitari e il coefficiente il coefficiente parziale R e pari a 1.2, secondo quanto riportato nel § 7.11.4;
- SLU statico di tipo strutturale (STR): per la verifica di resistenza del muro si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1 che si traduce nell'adottare i parametri geotecnici caratteristici e nell'amplificare le azioni destabilizzanti mediante il set di coefficienti parziali A1;
- SLU sismico (SLV) di tipo strutturale (STR): per la verifica di resistenza del muro si è fatto riferimento alla combinazione A1+M1 che si traduce nell'adottare coefficienti unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici caratteristici, con coefficienti parziali γ_R indicati in Tab. 7.11.III.

La **verifica a scorrimento** prevede il confronto tra il taglio resistente e il taglio destabilizzante agenti sul piano di posa della fondazione. Il valore del taglio resistente e il valore del taglio destabilizzante devono rispettare la disequazione $FS = F_{stab}/F_{dest} \geq \gamma_R$

La **verifica al ribaltamento** prevede il confronto tra il momento resistente e il momento ribaltante agenti sulla struttura attorno al punto O. La verifica consiste nel controllare che $FS = M_{stab}/M_{rib} \geq \gamma_R$

La **verifica della capacità portante** del terreno di fondazione prende in considerazione le forze impiegate in tutte le altre verifiche di stabilità della struttura. Il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione viene effettuato mediante la teoria di Brinch – Hansen, recependo le modifiche di Bowles con riferimento al particolare caso delle fondazioni dei muri di sostegno.

La **verifica di stabilità globale** viene condotta con il metodo Bishop.

10 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Sono stati analizzati gli stati limite di esercizio considerando le combinazioni delle azioni caratteristiche, frequente e quasi permanente per le seguenti verifiche:

10.1 VERIFICA DI FESSURAZIONE

Lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali.

- $w_1 = 0.2$ mm
- $w_2 = 0.3$ mm
- $w_3 = 0.4$ mm

lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione. Tale verifica viene effettuata per le combinazioni quasi permanenti e frequenti secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018. Per l'opera in esame si considerano:

- condizioni ambientali: **molto aggressive**;
- classe di esposizione: **XF4**;
- sensibilità armatura alla corrosione: **poco sensibili**.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto dalla Tab.4.1.IV (NTC 2018) si ottiene:

- combinazione frequente \rightarrow aperture fessure $< w_1 = 0.2$ mm;
- combinazione quasi permanente \rightarrow aperture fessure $< w_1 = 0.2$ mm.

10.2 VERIFICA TENSIONI DI ESERCIZIO

10.2.1 TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

La tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio secondo le seguenti limitazioni:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente

10.2.2 TENSIONE MASSIMA DELL'ACCIAIO IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica la tensione massima deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara).

10.3 VERIFICA DI DEFORMABILITA'

Per solette, il massimo valore di freccia verticale (δ) sotto la combinazione di carico in esercizio non deve superare la limitazione seguente:

$$\frac{\delta}{L} < \frac{1}{250}$$

11 ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA SCATOLARE

11.1 CRITERI DI MODELLAZIONE

Il dimensionamento dello scatolare del sottopasso è stato effettuato utilizzando un modello di calcolo semplificato riferito ad una striscia di larghezza unitaria (1.00 m) realizzato con il programma agli elementi finiti "SCAT 14.0" della "Aztec Informatica". In particolare, il modello di calcolo è costituito da un telaio piano in cui piedritti, soletta di fondazione e traverso superiore sono modellati da elementi finiti monodimensionali "frames", posti in corrispondenza della rispettiva linea media.

La geometria dello scatolare in oggetto assunta nel calcolo viene riportata del seguito.

- Altezza interna: 7.34m;
- Larghezza interna: 13.15m
- Larghezza fondazione: 16.15m;
- Spessore fondazione: 1.00m;
- Spessore ritti: 1.00m;
- Spessore soletta superiore: 1.00m.

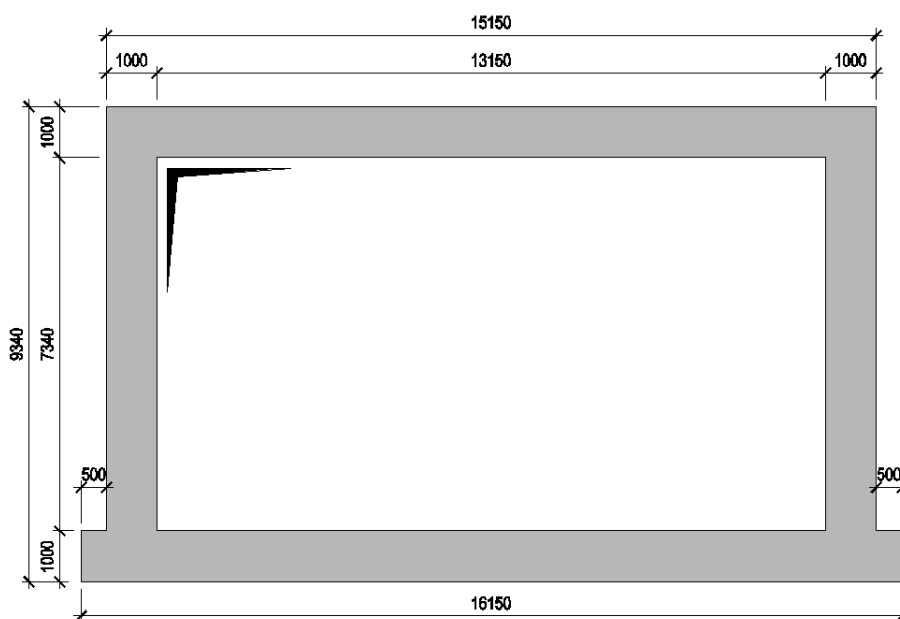


Figura 11-1: geometria scatolare.

L'elemento trave che rappresenta la soletta di fondazione è stato schematizzato come trave su suolo elastico con costante di Winkler pari a:

$$K_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

Intervalli puramente indicativi di k (indicato anche con K_s) per tipo di terreno sono riportati da J. Bowles nel suo testo "Fondazioni":

Tabella 11-1: intervalli indicativi di "k" (testo "Fondazioni" - J. Bowles).

Terreno	Minimo (Kg/cm ²)	Massimo (Kg/cm ²)
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia limosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terreno argilloso con $q_u < 2$ Kg/cm ²	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < q_u < 4$ Kg/cm ²	2.20	4.80
Terreno argilloso con $q_u > 4$ Kg/cm ²	>4.80	

Come si evince dalla relazione geotecnica l'unità Cs (Formazione di Cassano Spinola) da prove di laboratorio è composta in prevalenza da sabbia limosa (ghiaia 0-20%, sabbia 40-70%, limo 20-25%, argilla 5-15%) di conseguenza il range del K_s è tra 2,40 ÷ 4.80 kg/cm³.

Nel caso in esame il valore di K_s è stato ricavato dalla formulazione di Vesic (1961) che ha proposto di calcolare la costante di Winkler a partire dal modulo elastico del terreno E_s . L'espressione convenientemente approssimata è la seguente:

$$K_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \nu^2)}$$

che si può ulteriormente approssimare a:

$$K_s = 0.7 \cdot E_s$$

dove:

- $E_s = 30$ MPa come si evince dalla Tabella 5-1 per il terreno di fondazione in esame (Unità Cs).

$$K_s = 0.7 \cdot 30 \text{ MPa} = 2.1 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

Si assume per le calcolazioni di progetto:

$$K_s = 2.00 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$$

Si tiene a precisare infine, che anche per variazioni sensibili di questo parametro le sollecitazioni sugli elementi strutturali di fondazione cambiano poco, essendo la rigidità delle fondazioni molto maggiore di quella del terreno.

Il programma di calcolo permette di modellare il terreno di fondazione e del terreno di rinfiacco assegnando le relative caratteristiche e di considerare la presenza della falda calcolando automaticamente le spinte del terreno e quella idrostatica.

Caratteristiche Terreno (Valori caratteristici)

Strato superiore (ricoprimento)

Descrizione: Spessore ricoprimento [m]:

Peso di volume [kN/mc]: Peso di volume saturo [kN/mc]:

Coesione [kg/cm²]: Angolo di attrito (°):

Strato intermedio (rinfiacco)

Descrizione:

Peso di volume [kN/mc]: Peso di volume saturo [kN/mc]:

Angolo di attrito (°): Angolo di attrito terreno-struttura (°):

Coesione [kg/cm²]: Costante di Winkler [kg/cm²/cm]:

Terreno a sinistra presente Terreno a destra presente

Strato inferiore (fondazione)

Descrizione: Strato impermeabile

Peso di volume [kN/mc]: Peso di volume saturo [kN/mc]:

Angolo di attrito (°): Angolo di attrito terreno-struttura (°):

Coesione [kg/cm²]: Adesione [kg/cm²]:

Tensione limite [kg/cm²]: Costante di Winkler [kg/cm²/cm]:

Tensione di progetto, usata per confronto con le pressioni di contatto

Falda

Falda presente

Quota falda rispetto a piano di posa [m]:

Figura 11-2: caratteristiche terreni e quota falda.

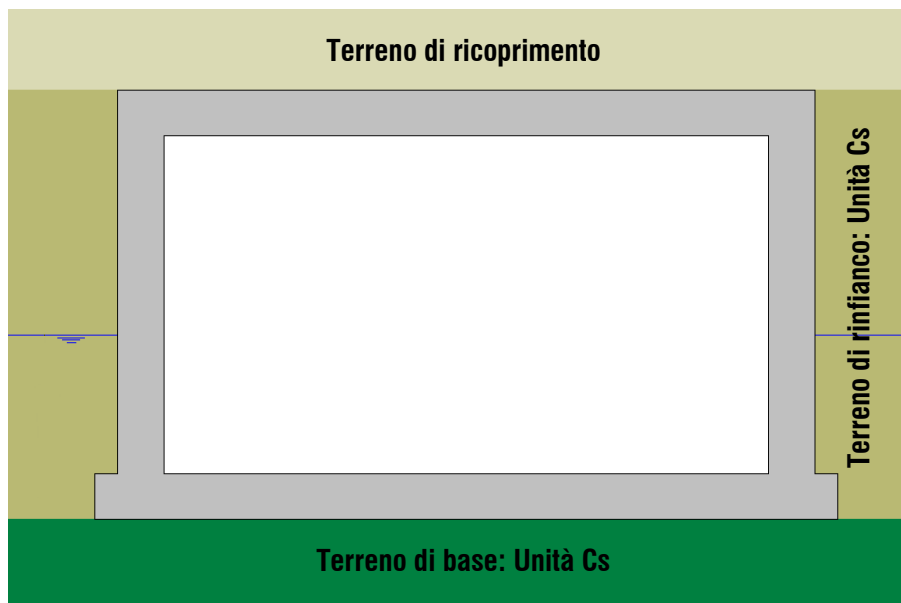


Figura 11-3: stratigrafia terreno da calcolo.

In condizioni statiche la spinta del terreno a tergo dei piedritti è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (k_0).

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K . L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali e dai carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g \cdot S/g$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare. Le masse considerate sono quelle dei due ritti e del terreno imbarcato a tergo del ritto sopravvento.

Per quanto concerne la valutazione delle spinte delle terre agenti sui piedritti in condizione sismica, la pressione esercitata dal terreno contro la struttura è stata calcolata considerando l'interazione struttura-terreno. In particolare, vista la tipologia di strutture in esame, nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato attraverso la formula di Wood.

L'opera è assoggettata alla spinta idrostatica esercitata dalla falda.

La modellazione strutturale dello scatolare avviene in due fasi di seguito evidenziate:

- **FASE 1:** le lastre predalles sono posate sui puntelli e sui piedritti dello scatolare con schema di trave semplicemente appoggiata su più appoggi. Le lastre predalles (autoportanti) svolgono l'unica funzione di cassero contenitivo collegato puntualmente ai tralicci resistenti. La struttura resistente in questa fase è costituita esclusivamente dai tralicci che sostengono: loro stessi, il peso della predalles, il peso degli operai a lavoro ed il getto di cls fino al raggiungimento dello spessore definitivo a 100cm.

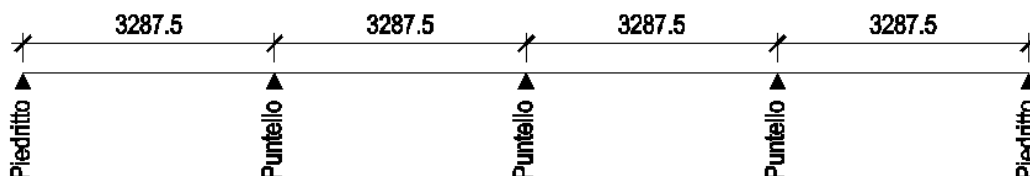


Figura 11-4: schematizzazione FASE 1.

- **FASE 2:** una volta disposte le lastre predalles si procede alla posa delle barre di armatura longitudinali trasversali e successivamente al getto di completamento della soletta superiore a formare lo scatolare di progetto; i carichi in gioco sono i permanenti portati ed i sovraccarichi accidentali.

11.2 VERIFICA 1° FASE

Per la verifica dei tralicci durante la fase di getto, si considera un carico accidentale di 0.75 kN/m² che simula la presenza di operai e/o accumulo locale di materiale sulle predalles in accordo con (EN1991-1-6:2005 4.11.2).

Successivamente sono riportati i dettagli del calcolo.

Tabella 11-2: dati geometrici di calcolo.

Calcolo della predalle in fase di getto della soletta								
Dati geometrici								
Larghezza totale	13,35	m						
Interasse travi	3,2875	m						
Spessore totale fondello	7,0	cm						
Materiale fondello	cls							
Spessore totale soletta	100	cm						
Spessore getto	93,0	cm						
Interasse predalles	2,40	m						
				H [mm]	Φinf	Φsup	Φpar	
Numero tralicci / predalle (campata)	8	-	Tipo	1	205	12	16	10
Numero tralicci / predalle (appoggio)	8	-	Tipo	1	205	12	16	10
Appoggio predalle sulle pb	10	cm	Schema statico transitorio					appoggio in asse

Tabella 11-3: armatura tralacci predalles.

Armatura					
Considerare ferro aggiuntivo nel fondello della predalle		no	Predalle collaborante?		no
Armatura singolo traliccio (campata)					
Corrente superiore	1	Φ16	Af,cs =	201	mm ²
Correnti inferiori	2	Φ12	Af,ci =	226	mm ²
Di default mettere 0	0	Φ0	Af,i1 =	0	mm ²
Di default mettere 0	0	Φ0	Af,i2 =	0	mm ²
Predalle metallica		0		0	mm ²
Di default mettere 0	Parziale			0	mm ²
Armatura intradosso			Af,inf =	226	mm ²
Armatura singolo traliccio (appoggio)					
Traliccio, superiore	1	Φ16	Af =	201	mm ²
Traliccio, inferiore	2	Φ12	Af =	226	mm ²
Di default mettere 0	0	Φ0	Af,i1 =	0	mm ²
Di default mettere 0	0	Φ0	Af,i2 =	0	mm ²
Predalle metallica		0		0	mm ²
Di default mettere 0	totale			0	mm ²
Armatura inferiore	totale			226	mm ²
				79	mm ²
Traliciatura di parete	2	Φ10,0	passo	200	mm
			base	120	mm

Tabella 11-4: carichi di progetto predalles.

Carichi	Valori caratt/m ²	Valori caratt/predalle	Valori SLU/predalle
Peso proprio fondello	1,75 kN/m ²	4,20 kN/m	5,67 kN/m
Peso getto integrativo	23,25 kN/m ²	55,80 kN/m	75,33 kN/m
Eventuale carico accidentale	0,75 kN/m ²	1,80 kN/m	2,70 kN/m
Carico totale	25,75 kN/m²	61,80 kN/m	83,70 kN/m
Carico totale z. esterna al getto	2,50 kN/m ²	6,00 kN/m	8,37 kN/m
Caratteristiche della sollecitazione (per singola predalle)			
Momento positivo in campata	69,58 kNm		
Momento negativo all'appoggio	96,85 kNm		
Taglio sull'appoggio	167,0 kNm		

Tabella 11-5: verifica predalles in FASE 1°.

Verifiche di resistenza e stabilità 1a fase					
Campata					
Fmax corr. superiore (singolo traliccio)	-42 kN	σs,sup	-211 MPa	σs	-151 MPa SLE (γ=1)
Fmax corr. inferiore (singolo traliccio)	42 kN	σs,inf	188 MPa	σs	135 MPa SLE (γ=1)
Barre superiori N,Ed sup =	-42 kN	OK!	<	55,2 kN	
Barre inferiori armatura traliccio	1,000	Coefficienti di ripartizione sulle barre inferiori			
armatura aggiuntiva 1	0,000				
armatura aggiuntiva 2	0,000				
predalle metallica	0,000				
N,Ed traliccio =	21,2 kN	OK!	<	88,5 kN	
N,Ed aggiuntiva 1 =	0,0 kN				
N,Ed aggiuntiva 2 =	0,0 kN				
N,Ed predalle =	0,0 kN				
Appoggio					
Fmax corr. superiore (singolo traliccio)	-59,1 kN	σs	-294 MPa	σs	-211 MPa SLE (γ=1)
Fmax corr. inferiore (singolo traliccio)	59,1 kN	σs	261 MPa	σs	187 MPa SLE (γ=1)
Barra superiore N,Ed sup =	59,1 kN	OK!	<	79 kN	
Barra di parete N,Ed parete =	-12 kN	OK!	<	17 kN	

Si utilizzano lastre predalles di larghezza 240 mm composte da 8 tralicci correnti lungo tutta la lastra come da Figura 11-5.

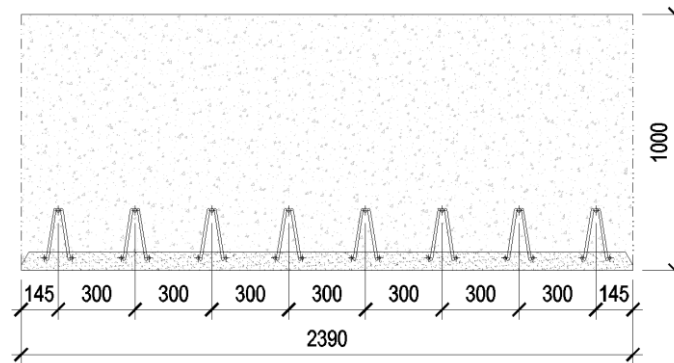


Figura 11-5: lastra predalles di progetto.

Le lastre sono dotate di tralicci 12/16/10, di altezza $H = 205$ mm la cui geometria è mostrata in Figura 11-5.

BAUSTRADA HD STANDARD						
Standard	Ø inferiore [mm]	Ø superiore [mm]	Ø staffe [mm]	altezza [cm]	base [cm]	pannelli/pacco
8/10/6	8	10	6	12.5	10.8	45
8/10/6	8	10	6	16.5	10.8	45
8/12/7.2	8	12	7.2	16.5	10.8	45
8/12/7.2	8	12	7.2	20.5	10.8	30
12/16/10	12	16	10	16.5	12.0	30
12/16/10	12	16	10	20.5	12.0	21
6/10/6*	6	10	6	on request	depending on H	depending on H
6/8/6*	6	8	6	on request	depending on H	depending on H

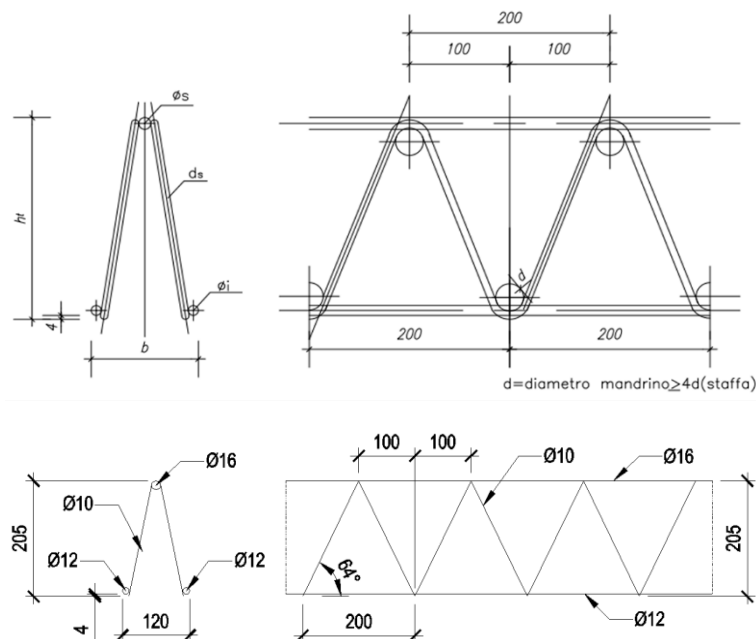


Figura 11-6 : traliccio predalles.

11.3 ANALISI DEI CARCHI

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi e delle spinte delle terre. Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

11.3.1 PESO PROPRIO G_1

Viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo, partendo dai volumi strutturali teorici e moltiplicandoli per la densità del materiale avendo assunto $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

11.3.2 PERMANENTI PORTATI SULLA SOLETTA DI BASE G_2

a) Sovrastruttura stradale

$$\begin{array}{rcl} \gamma_{ss} = & 18,00 & \text{kN/m}^3 \\ s_{ss} = & 0,10 & \text{m} \\ \hline q_{ss} = & 1,80 & \text{kN/m}^2 \end{array}$$

b) Misto cementato:

$$\begin{array}{rcl} \gamma_t = & 20,00 & \text{kN/m}^3 \\ s_t = & 0,35 & \text{m} \\ \hline q_t = & 7,00 & \text{kN/m}^2 \end{array}$$

c) Materiale di ricoprimento:

$$\begin{array}{rcl} \gamma_t = & 24,00 & \text{kN/m}^3 \\ s_t = & 0,62 & \text{m} \\ \hline q_t = & 14,88 & \text{kN/m}^2 \end{array}$$

a) Impermeabilizzazione, incidenza New-Jersey e Finiture:

$$q_p = 1,00 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\text{Totale} = 25 \quad \text{kN/m}^2$$

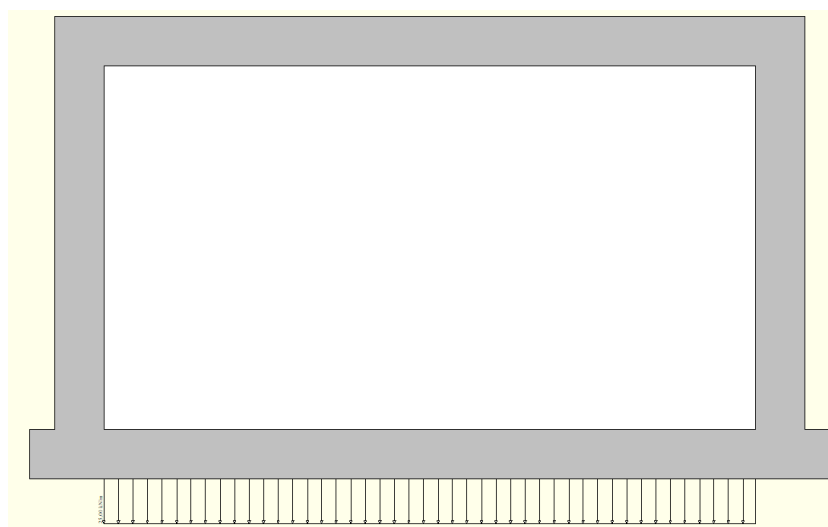


Figura 11-7: carico permanente G_2 .

11.3.3 SPINTA DEL TERRENO LATERALE P_{TER}

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a riposo (K_0). Si assume:

Strato di rinfianco

Peso di volume: 19.00 [kN/mc]

Peso di volume saturo: 19.00 [kN/mc]

Angolo di attrito: 30.00 [°]

Angolo di attrito terreno struttura: 20.00 [°]

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui ritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_h = p'_v \cdot K_0$$

Dove $p'_v = \gamma'_t \cdot z$ è la pressione verticale efficace alla quota z ; la distribuzione delle pressioni è un diagramma triangolare a partire dalla sommità del piedritto.

La spinta indotta dal peso del terreno di ricoprimento viene definito direttamente dal programma come prodotto tra il peso di volume del terreno e lo spessore di ricoprimento con la seguente formula:

$$p_v = \gamma \cdot z$$

11.3.4 SPINTA IDROSTATICA P_{IDR}

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui piedritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_{h,w} = \gamma_w \cdot z$$

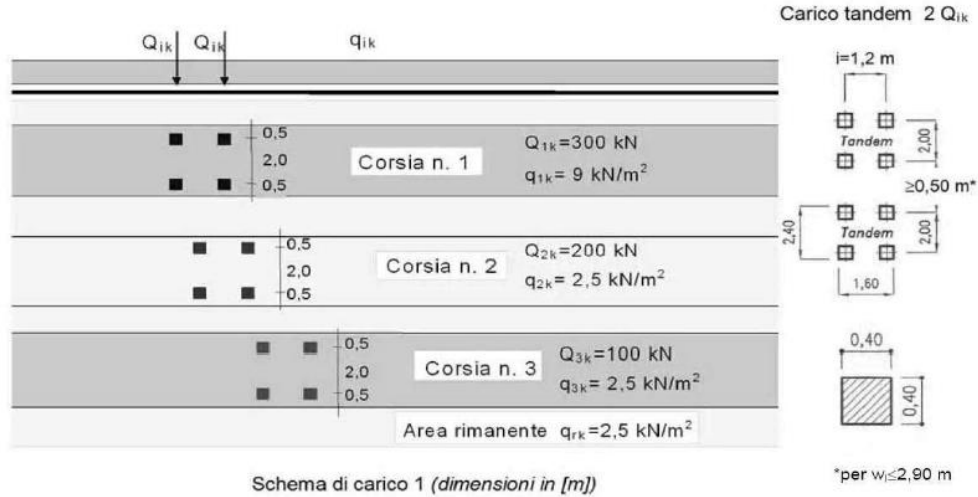
la distribuzione delle pressioni è un diagramma triangolare a partire dalla sommità del piedritto.

La sottospinta, applicata alla soletta di fondazione, dovuta alla pressione dell'acqua, vale:

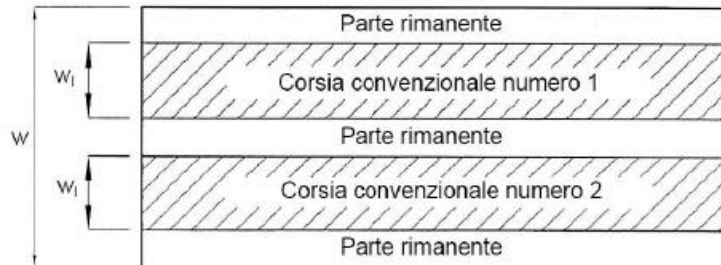
$$p_{v,w} = \gamma_w \cdot z$$

11.3.5 SOVRACCARICO ACCIDENTALE SUL RILEVATO Q_1

Secondo quanto riportato nelle NTC 2018 si considerano i carichi mobili da traffico (mezzo convenzionale a due assi disposti come indicato nello schema in figura seguente).



Il numero, la distribuzione di corsie convenzionali di carico e l'entità dei carichi di volta in volta assunti vengono precisati in sede di definizione della distribuzione trasversale dei carichi. Le larghezze W_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa vengono definite sulla base delle indicazioni fornite nelle NTC.



Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Larghezza di una corsia convenzionale = 3.00m

Spessore medio del terreno di ricoprimento = 1.80m

Numero corsia considerata per il caso in esame = 1 (prima colonna di carico più sfavorevole)

In presenza di spessori $h > 1.00\text{m}$, si considera un carico distribuito derivante dalla diffusione dei carichi tandem. Tali carichi, considerati applicati su un'impronta di 1,20m x 2,00m, vengono diffusi a 30° all'interno del terreno di ricoprimento.

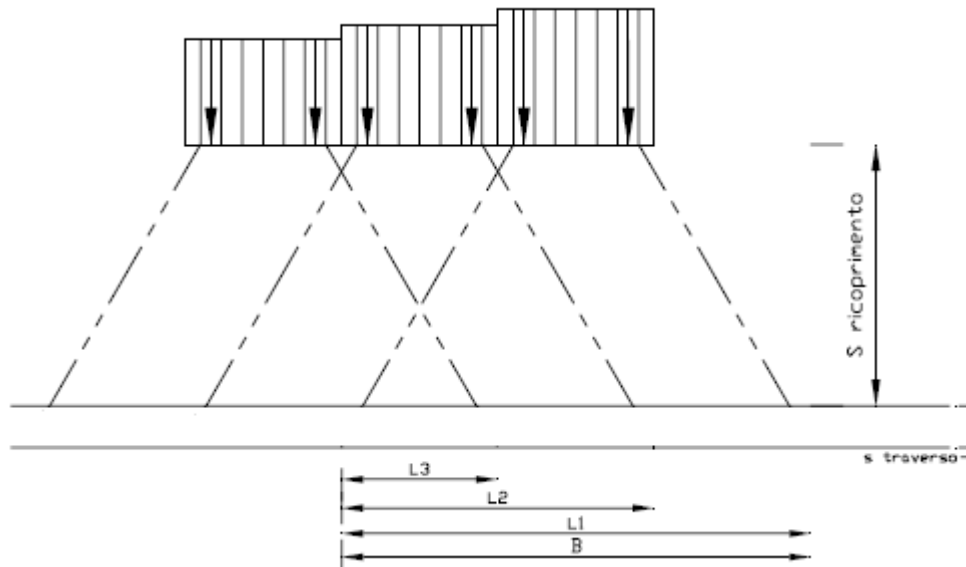


Figura 11-8: diffusione carichi concentrati tandem trasversale.

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (h \times \text{tg}30) = 2,84\text{m (longitudinale)}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (h \times \text{tg}30) = 3,64\text{m (trasversale)}$$

Dalla diffusione dei carichi tandem si ottiene per ogni corsia il relativo carico e l'eventuale sovrapposizione delle aree di influenza relative ad ogni asse; il carico è dato da:

$$Q^* = \frac{2 \cdot Q_1}{A \cdot B} + \frac{2 \cdot Q_2}{A \cdot B} \cdot \frac{L_2}{L_1} + \frac{2 \cdot Q_3}{A \cdot B} \cdot \frac{L_3}{L_1}$$

I diversi contributi vengono sommati se l'estensione della sovrapposizione è di segno positivo. Si riporta l'entità dei carichi distribuiti per i quali si considera la diffusione dei carichi sul terreno di riempimento:

Ripartizione del carico di tandem da traffico veicolare sul piano della soletta

Approfondimento dello scatolare	1.8 m	
Spessore soletta scatolare	1 m	
Angolo di diffusione nel ricoprimento	30 °	0.577 rad
Impronta carico Q_i lungo X	0.4 m	longitudinale all'asse stradale
Impronta carico Q_i lungo Y	0.4 m	trasversale all'asse stradale
Distanza tra gli assi tandem (lungo X)	1.20 m	longitudinale all'asse stradale
Asse tandem (lungo Y)	2.00 m	trasversale all'asse stradale

Sul piano della soletta						
			Longitudinale	Trasversale		
	Q_i	q_i	w carico	A	B	Q_i ripartito
	[kN]	[kN/m ²]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ²]
corsia 1	300	9	3	4.68	6.28	10.21

20.42 kN/m²

Il carico Q_{1-A} tandem distribuito sulla soletta di base è pari a 20,42 kN/m².

Il carico q_{ik} (Q_{1-B}), relativo alla sola prima corsia di carico, si considera applicato direttamente al piano campagna.

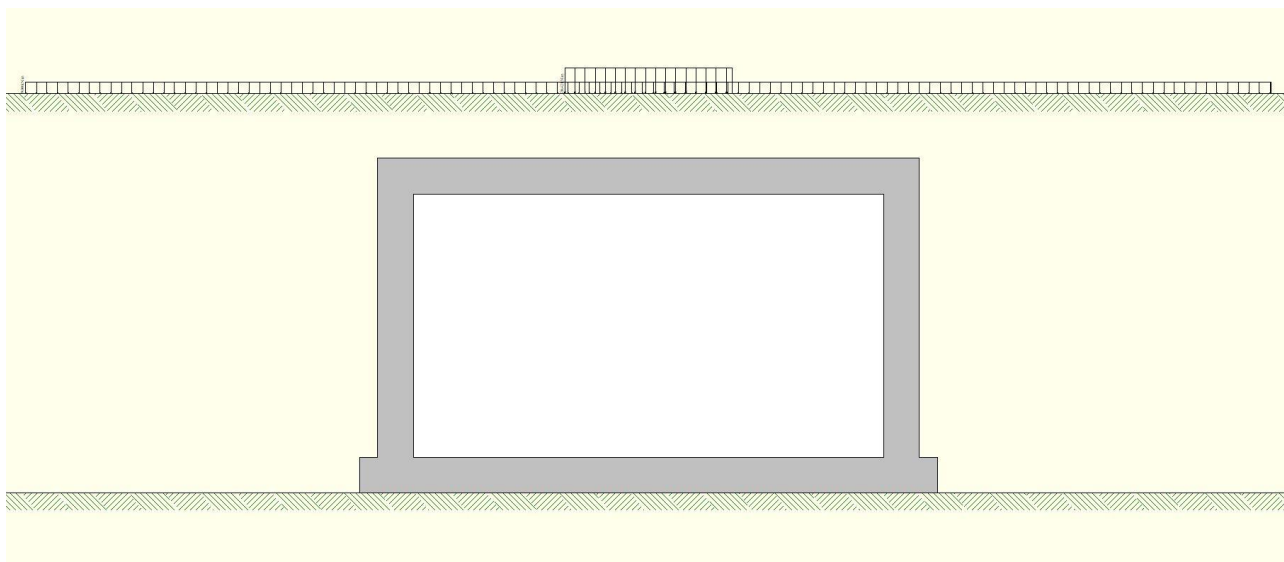


Figura 11-9: sovraccarico sul rilevato $Q_{1-A\&B}$ (max momento flettente in mezzzeria).

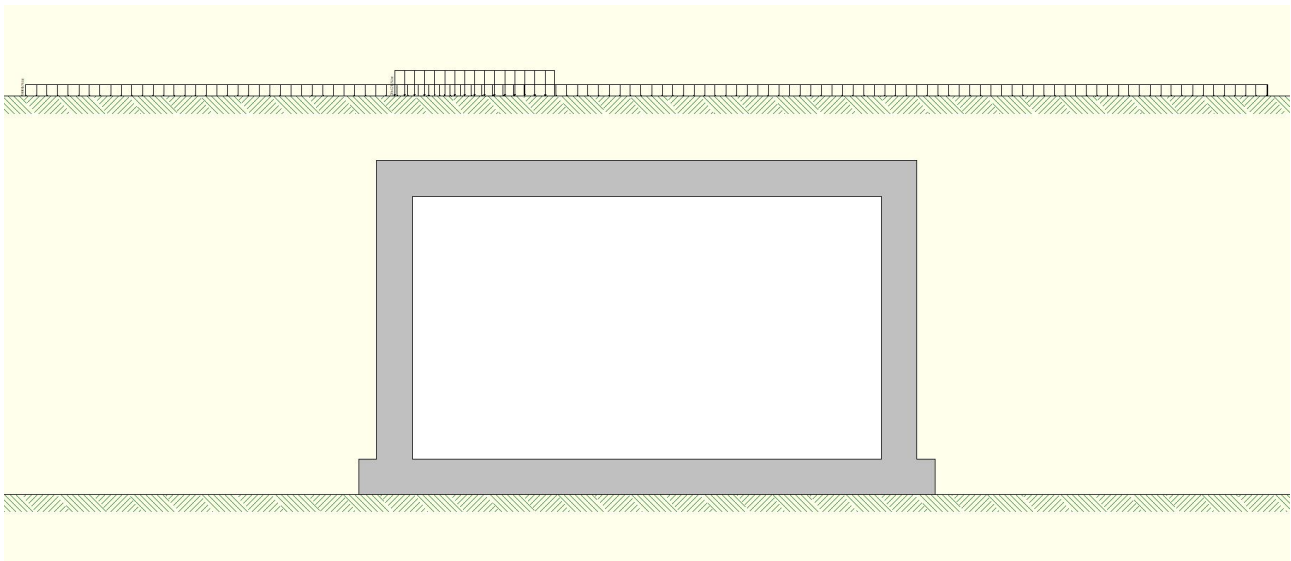
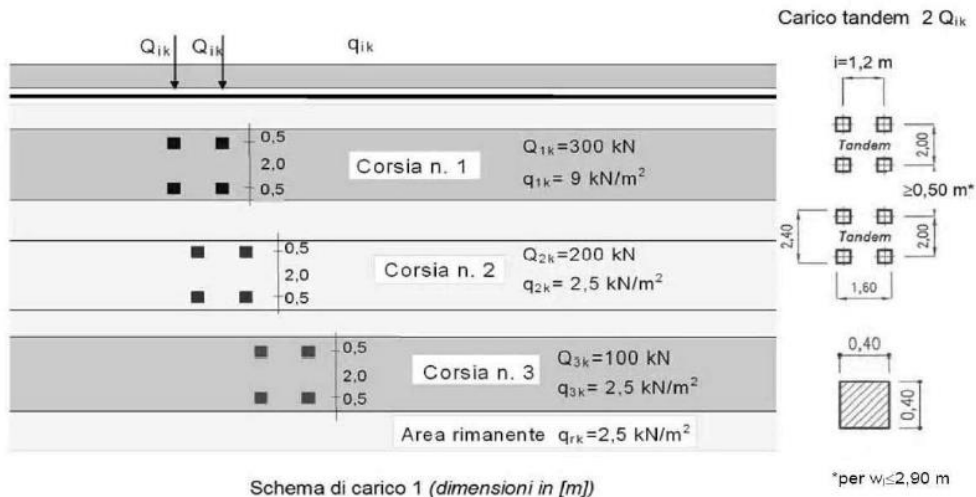


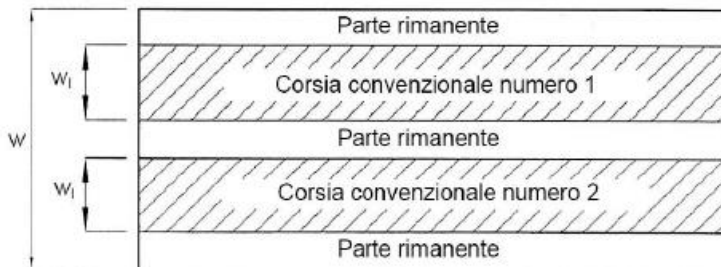
Figura 11-10: sovraccarico sul rilevato $Q_{1-A\&B}$ (max taglio in appoggio).

11.3.6 SOVRACCARICO ACCIDENTALE SULLA SOLETTA DI BASE Q_2 e Q_3

Secondo quanto riportato nelle NTC 2018 si considerano i carichi mobili da traffico (mezzo convenzionale a due assi disposti come indicato nello schema in figura seguente).



Il numero, la distribuzione di corsie convenzionali di carico e l'entità dei carichi di volta in volta assunti vengono precisati in sede di definizione della distribuzione trasversale dei carichi. Le larghezze W_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa vengono definite sulla base delle indicazioni fornite nelle NTC.



Tab. 5.1.I - Numero e larghezza delle corsie

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e la numerazione delle corsie viene determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come Corsia 2, ecc.

Larghezza di una corsia convenzionale = 3.00m

Spessore medio pavimentazione + misto cementato + materiale di ricoprimento = 1.07m

In presenza di spessori $h > 1.00\text{m}$, si considera un carico distribuito derivante dalla diffusione dei carichi tandem. Tali carichi, considerati applicati su un'impronta di 1,20m x 2,00m, vengono diffusi a 30° all'interno dello strato di pavimentazione, misto cementato e materiale di ricoprimento.

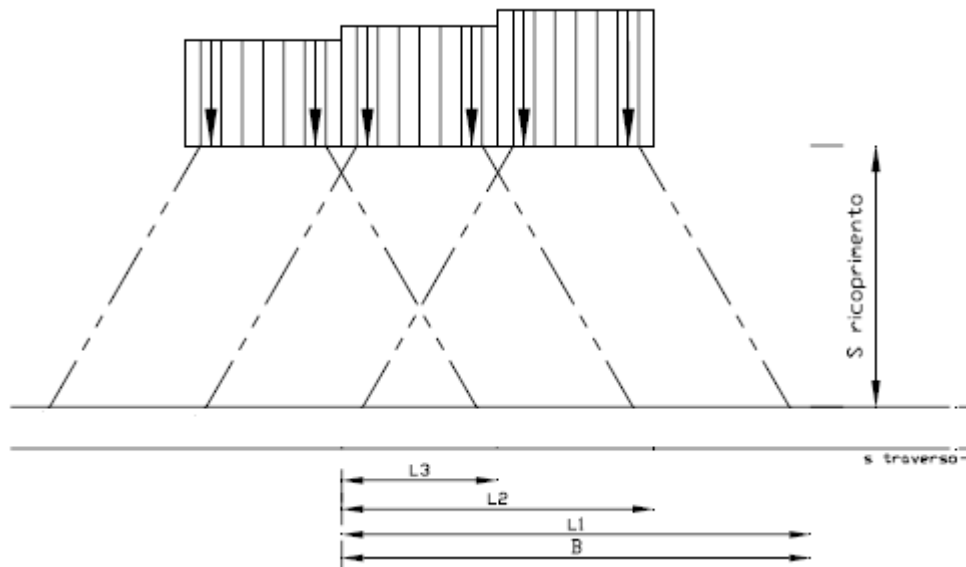


Figura 11-11: diffusione carichi concentrati tandem trasversale.

$$A = 1.2 + 0.4 + 2 (h \times \text{tg}30) = 2,84\text{m (longitudinale)}$$

$$B = 2.0 + 0.4 + 2 (h \times \text{tg}30) = 3,64\text{m (trasversale)}$$

Dalla diffusione dei carichi tandem si ottiene per ogni corsia il relativo carico e l'eventuale sovrapposizione delle aree di influenza relative ad ogni asse; il carico è dato da:

$$Q^* = \frac{2 \cdot Q_1}{A \cdot B} + \frac{2 \cdot Q_2}{A \cdot B} \cdot \frac{L_2}{L_1} + \frac{2 \cdot Q_3}{A \cdot B} \cdot \frac{L_3}{L_1}$$

I diversi contributi vengono sommati se l'estensione della sovrapposizione è di segno positivo. Si riporta l'entità dei carichi distribuiti per i quali si considera la diffusione dei carichi in soletta:

Ripartizione del carico di tandem da traffico veicolare sul piano della soletta di base

Approfondimento dello scatolare	1,07 m	
Spessore soletta inferiorescatolare	1 m	
Angolo di diffusione nel ricoprimento	30 °	0,577 rad
Impronta carico Q_i lungo X	0,4 m	longitudinale all'asse stradale
Impronta carico Q_i lungo Y	0,4 m	trasversale all'asse stradale
Distanza tra gli assi tandem (lungo X)	1,20 m	longitudinale all'asse stradale
Asse tandem (lungo Y)	2,00 m	trasversale all'asse stradale

	Q_i [kN]	q_i [kN/m ²]	w carico [m]	Sul piano della soletta		Sovrapposizione della 1° corsia con le successive		Q_i ripartito [kN/m ²]
				Longitudinale A [m]	Trasversale B [m]			
corsia 1	300	9	3	2,84	3,64	L1	3,64 m	29,10
corsia 2	200	2,5	3	2,84	3,64	L2	0,64 m	19,40
corsia 3	0	2,5	3	2,84	3,64	L3	-2,36 m	0,00
corsia 4	0	2,5	2,5	2,84	3,64	L4	-5,36 m	0,00

Carico ripartito con sovrapposizione **64,99 kN/m²**

Il carico Q_2 tandem distribuito sulla soletta di base è pari a 65.00 kN/m².

Il carico q_{ik} (Q_3), relativo alla corsia di carico numero i, si considera applicato direttamente al piano campagna.

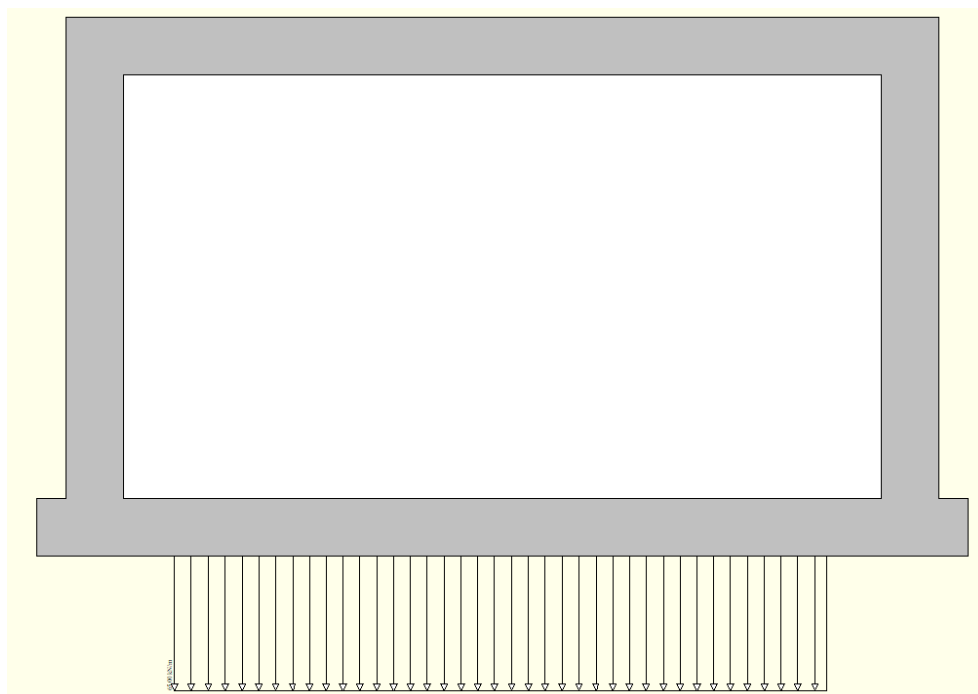


Figura 11-12: sovraccarico in fondazione Q_2 .



Figura 11-13: sovraccarico in fondazione Q_3 (max momento flettente in mezzeria).

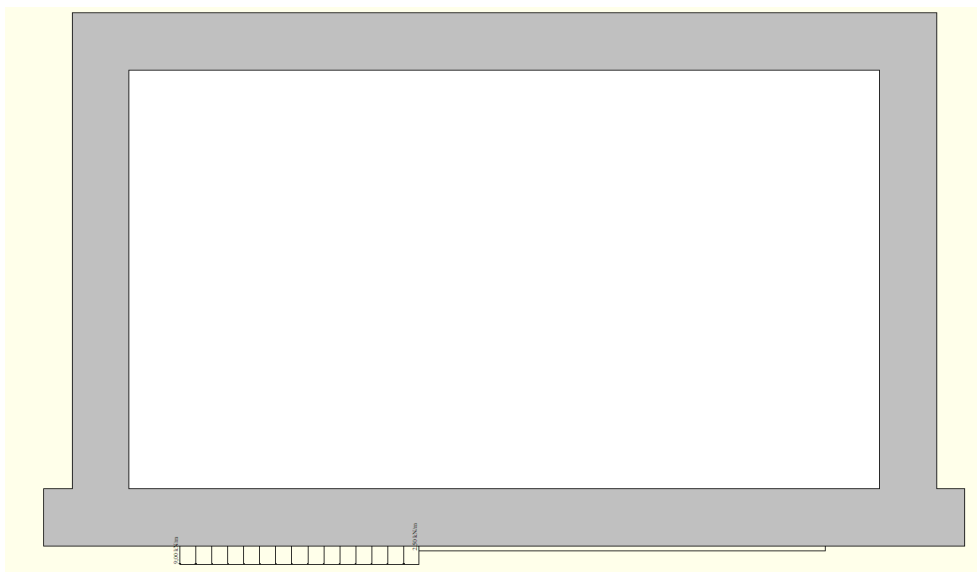


Figura 11-14: sovraccarico in fondazione Q_3 (max taglio in appoggio).

11.3.7 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita dalle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In base alle grandezze sopra definite, e dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dalla seguente indagine si ritiene di inserire il sito oggetto di studio nella **categoria di suolo B**, secondo la Tab. 3.2.II delle NTC 2018. Infine, occorre considerare che il sito corrisponde ad una **categoria topografica T1** secondo Tab. 3.2.III delle NTC 2018.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>



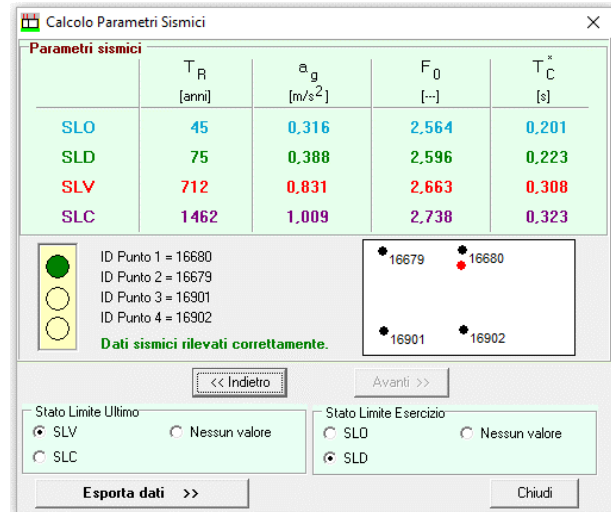
Opzioni sisma

D.M. 1996
Coefficiente di intensità sismica %: 7,00

N.T.C. 2008

	SLU	SLE
Accelerazione al suolo a_g [m/s ²]	0,831	0,388
Accelerazione al suolo a_g [% di g]	0,085	0,040
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F0	2,663	2,596
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante Tc*	0,308	0,223
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico Ss	Tipo B 1,200	1,200
Coefficiente di riduzione (β_m)	C 1,000	1,000
Coeff. amplificazione topografica S _T	T1 1,000	
Kh = $a_g/g * S_s * S_t * \beta_m$		
Coeff. di intensità sismica orizzontale Kh [%]	10,161	4,741
Intensità sismica Verticale/Orizzontale	0,50	
Forma diagramma incremento sismico	<input type="radio"/> Triangolare <input checked="" type="radio"/> Rettangolare	
Calcolo incremento sismico	<input type="radio"/> Mononobe-Dkabe <input checked="" type="radio"/> Wood	

Buttons: << Importa parametri sismici >>, Dettagli >>, Accetta, Annulla, Help



Calcolo Parametri Sismici

Parametri sismici	T _R [anni]	a _g [m/s ²]	F ₀ [...]	T _C [*] [s]
SLO	45	0,316	2,564	0,201
SLD	75	0,388	2,596	0,223
SLV	712	0,831	2,663	0,308
SLC	1462	1,009	2,738	0,323

ID Punto 1 = 16680
ID Punto 2 = 16679
ID Punto 3 = 16901
ID Punto 4 = 16902

Dati sismici rilevati correttamente.

Buttons: << Indietro, Avanti >>, Esporta dati >>, Chiudi

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	0.83 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (S _t)	1.00
Coefficiente riduzione (b _m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$kh = (a_g/g * b_m * S_t * S_s) = 10.16$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * kh = 5.08$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.39 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (S _t)	1.00
Coefficiente riduzione (b _m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$kh = (a_g/g * b_m * S_t * S_s) = 4.74$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v = 0.50 * kh = 2.37$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

11.3.8 INCREMENTO DI SPINTA - WOOD

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\alpha = a_g/g \cdot S_s \cdot \beta_m \cdot S_t$$

11.4 GRUPPI E COMBINAZIONI DI CARICO

11.4.1 CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Si riportano tutte le condizioni di carico precedentemente elencate:

- Condizione di carico n°1 (Peso Proprio)
- Condizione di carico n°2 (Spinta terreno sinistra)
- Condizione di carico n°3 (Spinta terreno destra)
- Condizione di carico n°4 (Sisma da sinistra)
- Condizione di carico n°5 (Sisma da destra)
- Condizione di carico n°6 (Spinta falda)
- Condizione di carico n° 7 (Prima colonna di carico - Max momento flettente mezzeria)
- Condizione di carico n° 8 (Prima colonna di carico - Max taglio appoggio)
- Condizione di carico n° 9 (Permanente portato)
- Condizione di carico n° 10 (Tandem)
- Condizione di carico n° 11 (Distribuito max momento flettente mezzeria & max taglio appoggio)

Mediante il programma di calcolo sono state implementate le seguenti condizioni di carico.

Tabella 11-6: azioni assunte nel modello.

CONDIZIONI DI CARICO	CARICO CONSIDERATO
PESO PROPRIO G_1	Peso proprio elementi
PERMANENTI NON STRUTTURALI G_2	Carico permanente portato sulla soletta di base
SPINTA DEL TERRENO P_{TER}	Spinta terreno sinistra Spinta terreno destra
SPINTA FALDA P_{IDR}	Spinta della falda sulle pareti e sulla soletta di fondazione
Q_1	Carico mobile da traffico su soletta - prima colonna di carico (max momento flettente in mezzeria e max taglio all'appoggio)
Q_2	Carico mobile da traffico tandem
Q_3	Carico mobile da traffico distribuito (max momento flettente in mezzeria e max taglio all'appoggio)
Ex	Azione inerziale e spinta terreno in condizione sismica agenti da sinistra a destra

Al fine di eseguire il dimensionamento degli elementi strutturali sono state indagate diverse combinazioni dei singoli casi di analisi considerati. Nel seguito si riportano i coefficienti di combinazione assunti e le varie combinazioni indagate (si indica con "G" la somma di tutti i carichi permanenti).

Tabella 11-7: coefficienti di combinazione.

	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
G_1	1.30	1.00	1.00	1.00
G_2	1.50	1.00	1.00	1.00
P_{TER}	1.30	1.00	1.00	1.00
P_{IDR}	1.30	1.00	1.00	1.00
Q_1	1.35	0.75	0.75	0.00
Q_2	1.35	0.75	0.75	0.00
Q_3	1.35	0.40	0.40	0.00
Ex	1.00	1.00	1.00	1.00

11.4.2 RIASSUNTO DELLE COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazione n° 1 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Permanente portato	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Tandem	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Distribuiti max momento	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
1 colonna max momento soletta	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Distribuiti max momento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max momento soletta	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Distribuiti max momento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max momento soletta	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 4 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Distribuiti max momento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max momento soletta	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Distribuiti max momento	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max momento soletta	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 SLU (Approccio 2)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30
1 colonna max taglio soletta	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Permanente portato	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50
Tandem	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
Distribuiti max taglio	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 7 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max taglio soletta	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Distribuiti max taglio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max taglio soletta	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Distribuiti max taglio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max taglio soletta	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Distribuiti max taglio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max taglio soletta	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Distribuiti max taglio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Distribuiti max momento	Sfavorevole	1.00	0.40	0.40
1 colonna max momento soletta	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 12 SLE (Frequente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLE (Quasi Permanente)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLE (Rara)

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
1 colonna max taglio soletta	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Tandem	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
Distribuiti max taglio	Sfavorevole	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 15 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo

	Effetto	γ	Ψ	C
Peso Proprio	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Permanente portato	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

11.5 DIAGRAMMA DELLE SOLLECITAZIONI

Si riporta di seguito l'andamento qualitativo degli involuipi delle sollecitazioni sia in forma grafica che tabellare. Per le combinazioni precedentemente determinate si riportano i diagrammi del momento flettente, del taglio e dello sforzo normale.

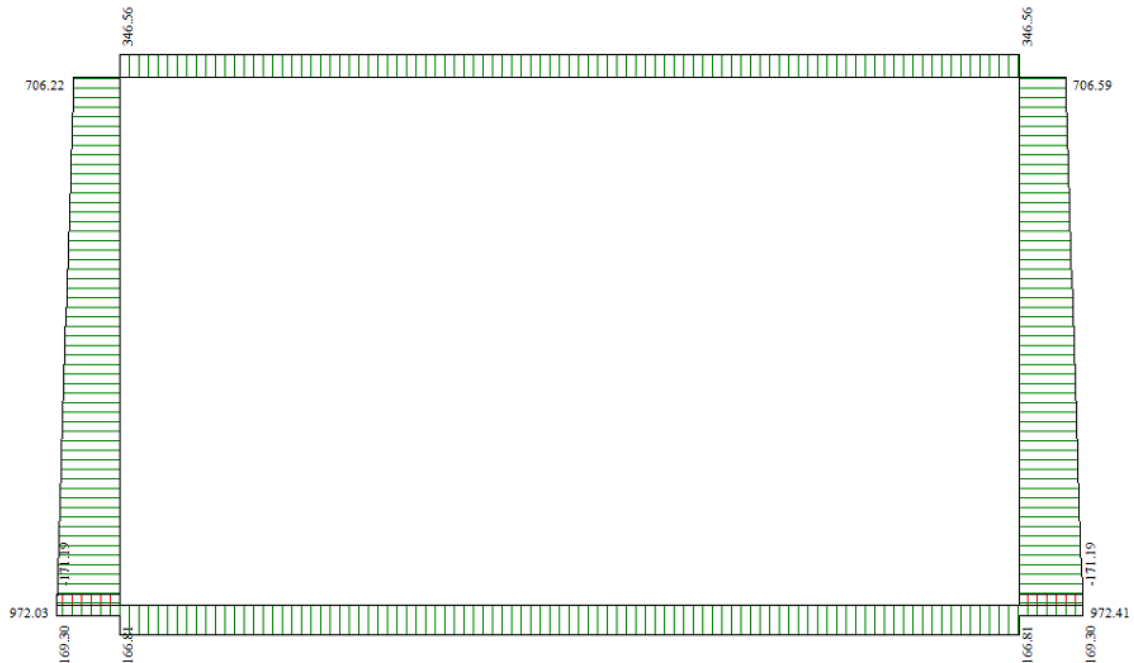


Figura 11-15: involucro SLU – Sforzo normale [kN/m].

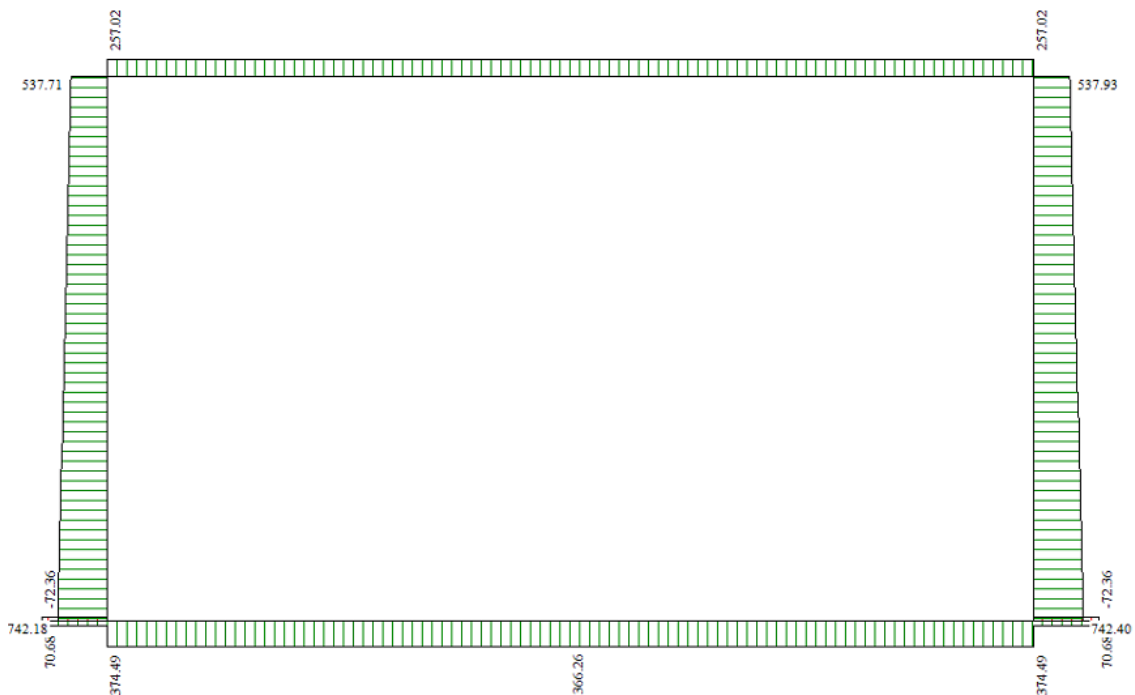


Figura 11-16: involucro SLE – Sforzo normale [kN/m].

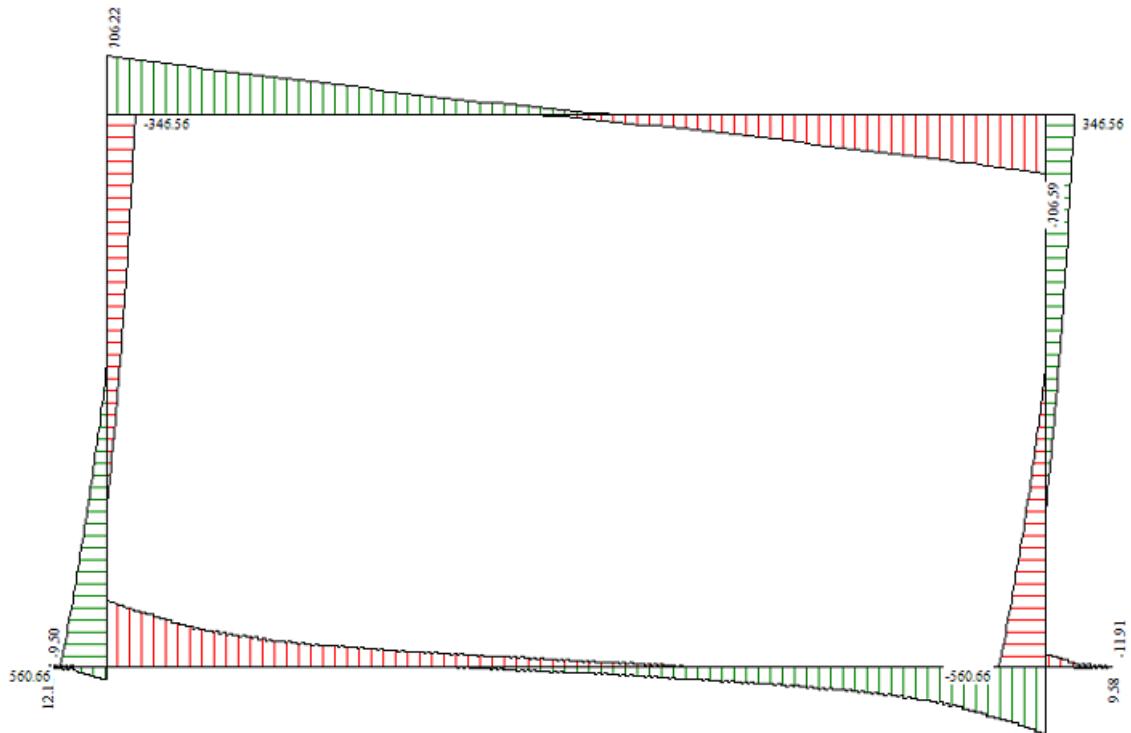


Figura 11-17: involucro SLU – Taglio [kN/m].

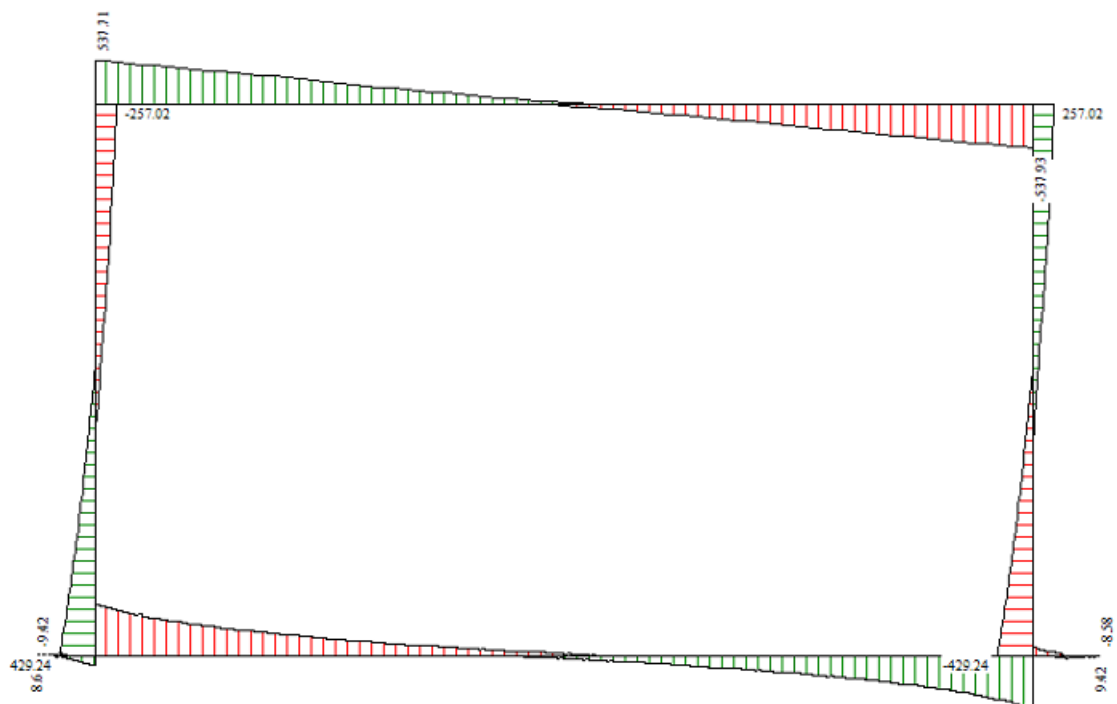


Figura 11-18: involucro SLE – Taglio [kN/m].

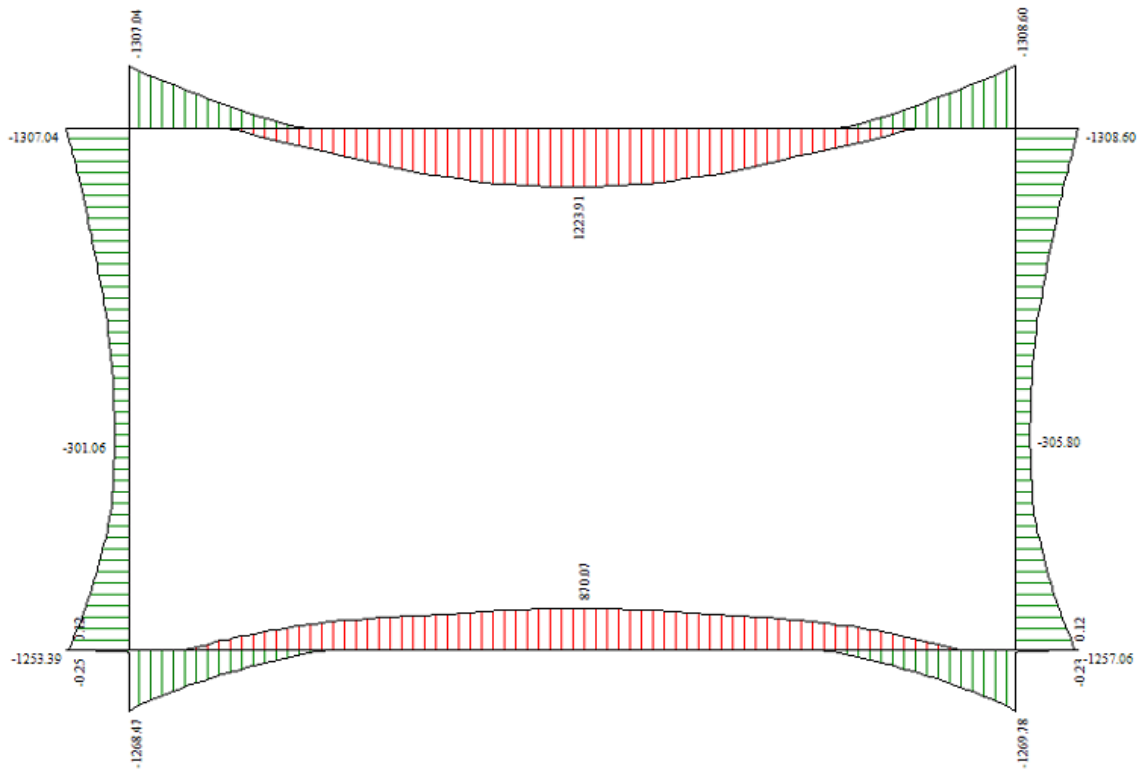


Figura 11-19: involucro SLU – Momento flettente [kNm/m].

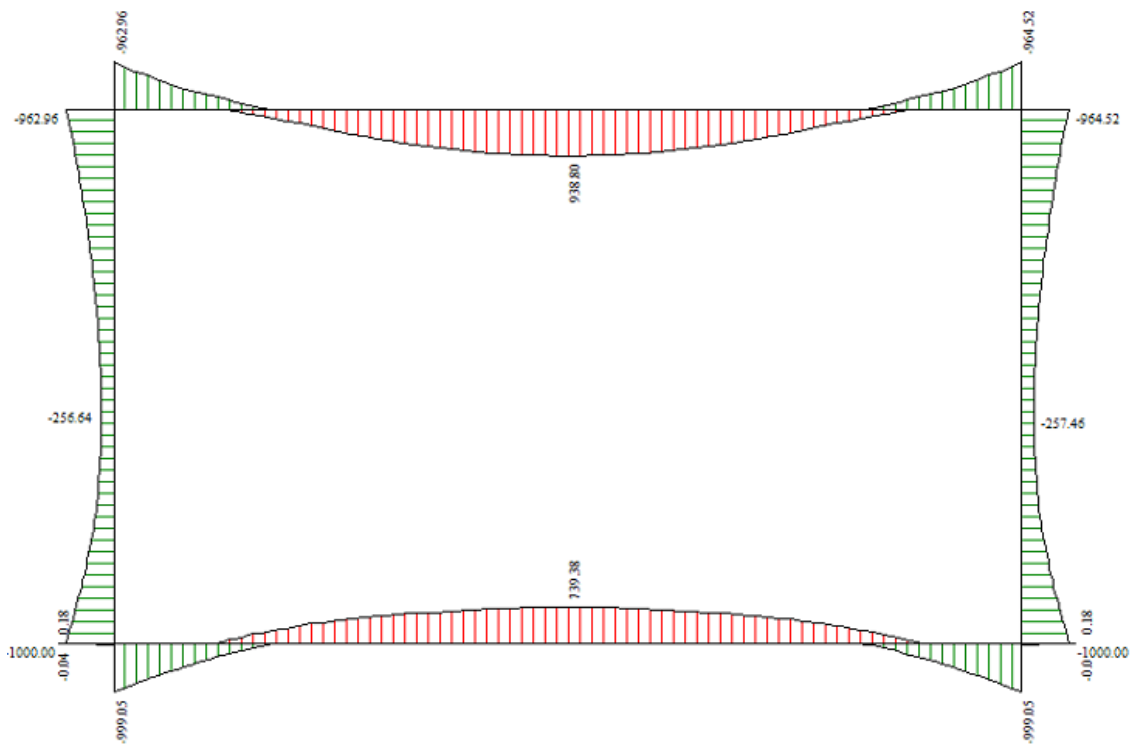


Figura 11-20: involucro SLE – Momento flettente [kNm/m].

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.00	0.00	0.00	5.14	12.12	-171.19	169.30
4.08	-10.24	568.43	-266.42	-135.30	327.79	456.36
8.07	554.48	869.85	-69.37	77.19	327.79	456.36
12.13	-12.26	562.47	155.54	287.66	327.79	456.36
16.15	0.00	0.00	-11.91	-5.14	-171.19	169.30

Inviluppo sollecitazioni traverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
1.00	-1307.04	-583.01	374.44	706.22	187.32	346.56
4.49	255.24	583.21	181.04	357.97	187.32	346.56
8.07	678.71	1223.91	-42.38	42.10	187.32	346.56
11.66	254.65	581.31	-358.35	-181.04	187.32	346.56
15.15	-1308.60	-583.01	-706.59	-374.44	187.32	346.56

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.50	-1253.39	-413.89	258.78	560.66	574.06	972.03
4.67	-328.08	-69.39	-135.85	33.53	474.25	839.12
8.84	-1307.04	-583.01	-346.56	-187.32	374.44	706.22

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.50	-1257.06	-414.16	-560.66	-258.78	574.06	972.41
4.67	-332.45	-70.09	-33.53	135.85	474.25	839.50
8.84	-1308.60	-583.01	187.32	346.56	374.44	706.59

11.6 VERIFICHE DI SICUREZZA

Nei paragrafi seguenti vengono riportate le verifiche effettuate per gli elementi strutturali agli SLU e SLE. Per ciascun elemento si riporta le verifiche di tutte le combinazioni di carico per n°3 sezioni significative per i piedritti e n°5 sezioni per la fondazione ed il traverso superiore. Per ogni elemento si riporta agli SLU le verifiche a presso-flessione e taglio, agli SLE la verifica delle tensioni di esercizio e la verifica di fessurazione

11.6.1 VERIFICHE AGLI SLU

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in cm
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
N_u	Sforzo normale ultimo, espressa in kN
M_u	Momento ultimo, espressa in kNm
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in cmq
CS	Coeff. di sicurezza sezione
V_{Rd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi senza armature trasversali, espressa in kN
V_{Rcd}	Aliquota taglio assorbita dal calcestruzzo in elementi con armature trasversali, espressa in kN
V_{Rsd}	Aliquota taglio assorbita armature trasversali, espressa in kN
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	0.00	0.00 (9.81)	-0.97	-159.44	1196.78	36.19	27.14	165.22
2	4.08	-388.62 (-586.98)	419.56	981.04	-1372.51	36.19	27.14	2.34
3	8.07	-802.59 (-802.59)	419.56	642.31	-1228.70	36.19	27.14	1.53
4	12.13	-373.70 (-592.93)	419.56	966.96	-1366.53	36.19	27.14	2.30
5	16.15	0.00 (9.76)	-0.97	-158.54	1197.19	36.19	27.14	164.28

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	11.59	388.05	0.00	0.00	33.474
2	4.08	0.00	-234.46	411.84	0.00	0.00	1.757
3	8.07	0.00	7.65	411.84	0.00	0.00	53.819
4	12.13	0.00	259.13	411.84	0.00	0.00	1.589
5	16.15	0.00	-11.54	388.05	0.00	0.00	33.640

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N_u	M_u	A_{fi}	A_{fs}	CS
1	1.00	-1246.48 (-1246.84)	320.98	410.25	-1593.60	36.19	40.72	1.28
2	4.49	556.86 (869.36)	320.98	687.99	1863.41	45.24	40.72	2.14
3	8.07	1260.26 (1260.26)	320.98	361.76	1420.38	36.19	40.72	1.13
4	11.57	592.70 (898.16)	320.98	788.29	2205.79	54.29	40.72	2.46
5	15.15	-1246.84 (-1246.84)	320.98	410.25	-1593.60	36.19	40.72	1.28

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	665.52	0.00	842.36	3985.76	1.266
2	4.49	9.05	369.39	0.00	842.36	3985.76	2.280
3	8.07	0.00	-0.03	433.44	0.00	0.00	16808.651
4	11.57	0.00	-361.06	433.44	0.00	0.00	1.200
5	15.15	9.05	-665.57	0.00	842.36	3985.76	1.266

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-947.47 (-1246.48)	931.33	1372.48	-1836.90	31.67	36.19	1.47
2	4.67	-341.89 (-407.13)	798.43	6407.09	-3267.07	31.67	36.19	8.02
3	8.84	-1246.48 (-1246.48)	665.52	869.54	-1628.60	31.67	36.19	1.31

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	420.52	0.00	842.36	4110.40	2.003
2	4.67	0.00	-77.12	500.76	0.00	0.00	6.493
3	8.84	0.00	-320.98	482.02	0.00	0.00	1.502

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 1 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-947.84 (-1246.84)	931.39	1372.01	-1836.70	31.67	36.19	1.47
2	4.67	-342.25 (-407.49)	798.48	6399.84	-3266.09	31.67	36.19	8.02
3	8.84	-1246.84 (-1246.84)	665.57	869.30	-1628.50	31.67	36.19	1.31

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-420.52	0.00	842.36	4110.41	2.003
2	4.67	0.00	77.12	500.77	0.00	0.00	6.493
3	8.84	0.00	320.98	482.03	0.00	0.00	1.502

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-5.90)	-161.79	-1937.63	-86.77	36.19	27.14	11.99
2	4.08	-34.01 (-244.88)	367.61	3658.45	-2437.02	36.19	27.14	9.95
3	8.07	-633.01 (-685.01)	377.55	687.87	-1248.04	36.19	27.14	1.82
4	12.13	-536.48 (-669.70)	387.65	733.68	-1267.49	36.19	27.14	1.89
5	16.15	0.00 (-8.97)	160.05	17209.24	467.52	36.19	27.14	107.66

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	6.98	329.90	0.00	0.00	47.273
2	4.08	0.00	-249.25	404.52	0.00	0.00	1.623
3	8.07	0.00	-61.46	405.92	0.00	0.00	6.604
4	12.13	0.00	157.46	407.35	0.00	0.00	2.587
5	16.15	0.00	-10.61	410.72	0.00	0.00	38.715

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-703.52 (-1106.69)	275.30	394.84	-1587.23	36.19	40.72	1.43
2	4.49	554.94 (762.75)	283.98	694.82	1866.23	45.24	40.72	2.45
3	8.07	954.13 (963.10)	292.92	442.29	1454.19	36.19	40.72	1.51
4	11.57	300.09 (569.92)	301.62	1270.18	2400.03	54.29	40.72	4.21
5	15.15	-1268.39 (-1268.39)	310.55	387.91	-1584.37	36.19	40.72	1.25

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	476.57	0.00	842.36	3976.43	1.768
2	4.49	9.05	245.64	0.00	842.36	3978.21	3.429
3	8.07	0.00	-39.92	429.48	0.00	0.00	10.758
4	11.57	0.00	-318.95	430.71	0.00	0.00	1.350
5	15.15	9.05	-556.41	0.00	842.36	3983.63	1.514

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-1171.38 (-1171.38)	691.43	991.00	-1678.90	31.67	36.19	1.43
2	4.67	-122.95 (-143.55)	584.00	12070.16	-2966.90	31.67	36.19	20.67
3	8.84	-703.52 (-936.42)	476.57	817.96	-1607.24	31.67	36.19	1.72

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	519.23	0.00	842.36	4061.41	1.622
2	4.67	0.00	24.35	470.53	0.00	0.00	19.321
3	8.84	0.00	-275.30	455.38	0.00	0.00	1.654

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 2 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-414.95 (-615.97)	771.27	3150.76	-2516.35	31.67	36.19	4.09
2	4.67	-284.00 (-397.42)	663.84	5061.73	-3030.33	31.67	36.19	7.62
3	8.84	-1268.39 (-1268.39)	556.41	679.98	-1550.09	31.67	36.19	1.22

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-237.62	0.00	842.36	4077.72	3.545
2	4.67	0.00	134.08	481.78	0.00	0.00	3.593
3	8.84	0.00	310.55	466.64	0.00	0.00	1.503

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-5.51)	-161.79	-1931.63	-89.46	36.19	27.14	11.95
2	4.08	-11.69 (-213.08)	366.38	4738.27	-2755.65	36.19	27.14	12.93
3	8.07	-590.66 (-642.84)	376.32	744.76	-1272.19	36.19	27.14	1.98
4	12.13	-514.89 (-637.82)	386.42	779.76	-1287.06	36.19	27.14	2.02
5	16.15	0.00 (8.58)	160.06	17195.71	487.29	36.19	27.14	107.58

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	6.51	329.90	0.00	0.00	50.644
2	4.08	0.00	-238.04	404.35	0.00	0.00	1.699
3	8.07	0.00	-61.68	405.75	0.00	0.00	6.578
4	12.13	0.00	145.30	407.17	0.00	0.00	2.802
5	16.15	0.00	-10.14	410.72	0.00	0.00	40.488

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-678.62 (-1066.88)	276.53	413.39	-1594.90	36.19	40.72	1.49
2	4.49	533.54 (733.79)	285.21	731.22	1881.26	45.24	40.72	2.56
3	8.07	916.68 (925.84)	294.15	465.06	1463.75	36.19	40.72	1.58
4	11.57	277.82 (540.29)	302.85	1367.22	2439.15	54.29	40.72	4.51
5	15.15	-1243.49 (-1243.49)	311.78	398.33	-1588.67	36.19	40.72	1.28

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	458.94	0.00	842.36	3976.69	1.835
2	4.49	9.05	236.70	0.00	842.36	3978.46	3.559
3	8.07	0.00	-39.92	429.66	0.00	0.00	10.763
4	11.57	0.00	-310.25	430.88	0.00	0.00	1.389
5	15.15	9.05	-538.78	0.00	842.36	3983.88	1.563

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-1136.22 (-1136.22)	653.03	956.78	-1664.73	31.67	36.19	1.47
2	4.67	-92.92 (-112.48)	555.98	13330.59	-2696.80	31.67	36.19	23.98
3	8.84	-678.62 (-912.56)	458.94	805.77	-1602.18	31.67	36.19	1.76

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	517.99	0.00	842.36	4053.57	1.626
2	4.67	0.00	23.12	466.58	0.00	0.00	20.178
3	8.84	0.00	-276.53	452.89	0.00	0.00	1.638

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 3 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-379.78 (-579.77)	732.87	3203.75	-2534.47	31.67	36.19	4.37
2	4.67	-253.96 (-368.43)	635.83	5318.20	-3081.67	31.67	36.19	8.36
3	8.84	-1243.49 (-1243.49)	538.78	669.80	-1545.87	31.67	36.19	1.24

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-236.39	0.00	842.36	4069.87	3.563
2	4.67	0.00	135.31	477.83	0.00	0.00	3.531
3	8.84	0.00	311.78	464.15	0.00	0.00	1.489

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (9.01)	160.05	17211.57	464.10	36.19	27.14	107.68
2	4.08	-545.31 (-661.25)	387.50	745.76	-1272.62	36.19	27.14	1.92
3	8.07	-633.01 (-694.78)	377.55	675.31	-1242.71	36.19	27.14	1.79
4	12.13	-18.25 (-244.10)	367.45	3676.94	-2442.54	36.19	27.14	10.01
5	16.15	0.00 (-5.87)	-161.79	-1936.67	-87.20	36.19	27.14	11.99

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	10.65	410.72	0.00	0.00	38.561
2	4.08	0.00	-137.04	407.32	0.00	0.00	2.972
3	8.07	0.00	73.01	405.92	0.00	0.00	5.560
4	12.13	0.00	266.95	404.50	0.00	0.00	1.515
5	16.15	0.00	-6.94	329.90	0.00	0.00	47.562

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-1268.12 (-1268.12)	310.55	388.00	-1584.41	36.19	40.72	1.25
2	4.49	268.44 (543.77)	301.87	1137.51	2049.06	45.24	40.72	3.77
3	8.07	954.13 (963.08)	292.92	442.30	1454.20	36.19	40.72	1.51
4	11.57	578.71 (781.03)	284.23	805.20	2212.61	54.29	40.72	2.83
5	15.15	-703.79 (-1107.00)	275.30	394.72	-1587.18	36.19	40.72	1.43

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	556.37	0.00	842.36	3983.63	1.514
2	4.49	9.05	325.45	0.00	842.36	3981.86	2.588
3	8.07	0.00	39.88	429.48	0.00	0.00	10.769
4	11.57	0.00	-239.15	428.26	0.00	0.00	1.791
5	15.15	9.05	-476.61	0.00	842.36	3976.43	1.767

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-414.68 (-615.70)	771.23	3152.92	-2517.09	31.67	36.19	4.09
2	4.67	-283.72 (-397.15)	663.80	5066.47	-3031.28	31.67	36.19	7.63
3	8.84	-1268.12 (-1268.12)	556.37	680.10	-1550.14	31.67	36.19	1.22

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	237.62	0.00	842.36	4077.71	3.545
2	4.67	0.00	-134.08	481.78	0.00	0.00	3.593
3	8.84	0.00	-310.55	466.63	0.00	0.00	1.503

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 4 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-1171.65 (-1171.65)	691.47	990.77	-1678.81	31.67	36.19	1.43
2	4.67	-123.22 (-143.82)	584.04	12058.23	-2969.34	31.67	36.19	20.65
3	8.84	-703.79 (-936.69)	476.61	817.75	-1607.15	31.67	36.19	1.72

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-519.23	0.00	842.36	4061.42	1.622
2	4.67	0.00	-24.35	470.53	0.00	0.00	19.321
3	8.84	0.00	275.30	455.38	0.00	0.00	1.654

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (8.62)	160.06	17198.05	483.87	36.19	27.14	107.59
2	4.08	-522.99 (-629.45)	386.27	793.35	-1292.83	36.19	27.14	2.05
3	8.07	-590.66 (-652.24)	376.32	730.54	-1266.16	36.19	27.14	1.94
4	12.13	3.34 (218.89)	366.23	4971.71	2971.57	36.19	27.14	13.58
5	16.15	0.00 (-5.48)	-161.79	-1930.68	-89.89	36.19	27.14	11.95

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	10.19	410.72	0.00	0.00	40.320
2	4.08	0.00	-125.84	407.15	0.00	0.00	3.236
3	8.07	0.00	72.79	405.75	0.00	0.00	5.574
4	12.13	0.00	254.79	439.82	0.00	0.00	1.726
5	16.15	0.00	-6.47	329.90	0.00	0.00	50.976

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-1243.22 (-1243.22)	311.78	398.42	-1588.71	36.19	40.72	1.28
2	4.49	247.05 (514.81)	303.10	1228.54	2086.66	45.24	40.72	4.05
3	8.07	916.68 (925.82)	294.16	465.07	1463.76	36.19	40.72	1.58
4	11.57	556.44 (751.40)	285.46	846.96	2229.44	54.29	40.72	2.97
5	15.15	-678.89 (-1067.19)	276.53	413.26	-1594.85	36.19	40.72	1.49

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	538.75	0.00	842.36	3983.88	1.564
2	4.49	9.05	316.50	0.00	842.36	3982.11	2.661
3	8.07	0.00	39.88	429.66	0.00	0.00	10.773
4	11.57	0.00	-230.45	428.43	0.00	0.00	1.859
5	15.15	9.05	-458.98	0.00	842.36	3976.69	1.835

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-379.51 (-579.50)	732.83	3206.10	-2535.27	31.67	36.19	4.37
2	4.67	-253.69 (-368.16)	635.79	5323.68	-3082.77	31.67	36.19	8.37
3	8.84	-1243.22 (-1243.22)	538.75	669.92	-1545.92	31.67	36.19	1.24

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	236.39	0.00	842.36	4069.87	3.564
2	4.67	0.00	-135.31	477.83	0.00	0.00	3.531
3	8.84	0.00	-311.78	464.14	0.00	0.00	1.489

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 5 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-1136.49 (-1136.49)	653.06	956.56	-1664.64	31.67	36.19	1.46
2	4.67	-93.18 (-112.75)	556.02	13316.38	-2700.20	31.67	36.19	23.95
3	8.84	-678.89 (-912.83)	458.98	805.55	-1602.09	31.67	36.19	1.76

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-517.99	0.00	842.36	4053.58	1.626
2	4.67	0.00	-23.12	466.58	0.00	0.00	20.179
3	8.84	0.00	276.53	452.90	0.00	0.00	1.638

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (10.39)	-0.99	-175.56	1189.55	36.19	27.14	176.96
2	4.08	-381.33 (-583.17)	431.31	1030.69	-1393.59	36.19	27.14	2.39
3	8.07	-816.96 (-817.18)	431.31	650.30	-1232.09	36.19	27.14	1.51
4	12.13	-344.59 (-566.33)	431.31	1075.99	-1412.82	36.19	27.14	2.49
5	16.15	0.00 (9.14)	-0.99	-151.71	1200.25	36.19	27.14	152.92

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	12.28	388.04	0.00	0.00	31.609
2	4.08	0.00	-238.59	413.50	0.00	0.00	1.733
3	8.07	0.00	12.19	413.50	0.00	0.00	33.915
4	12.13	0.00	262.11	413.50	0.00	0.00	1.578
5	16.15	0.00	-10.80	388.04	0.00	0.00	35.933

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-1179.72 (-1179.72)	309.20	418.58	-1597.05	36.19	40.72	1.35
2	4.49	601.36 (867.83)	309.20	659.77	1851.75	45.24	40.72	2.13
3	8.07	1099.72 (1101.52)	309.20	403.64	1437.97	36.19	40.72	1.31
4	11.57	520.71 (786.51)	309.20	882.02	2243.57	54.29	40.72	2.85
5	15.15	-1150.80 (-1179.72)	309.20	418.58	-1597.05	36.19	40.72	1.35

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	707.17	0.00	842.36	3983.36	1.191
2	4.49	9.05	314.97	0.00	842.36	3983.36	2.674
3	8.07	0.00	-17.51	431.78	0.00	0.00	24.664
4	11.57	0.00	-314.18	431.78	0.00	0.00	1.374
5	15.15	9.05	-618.68	0.00	842.36	3983.36	1.362

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-978.95 (-1179.72)	972.98	1588.93	-1926.55	31.67	36.19	1.63
2	4.67	-324.24 (-379.52)	840.08	7500.40	-3388.47	31.67	36.19	8.93
3	8.84	-1179.72 (-1179.72)	707.17	1011.48	-1687.39	31.67	36.19	1.43

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	432.30	0.00	842.36	4118.91	1.949
2	4.67	0.00	-65.34	506.63	0.00	0.00	7.753
3	8.84	0.00	-309.20	487.89	0.00	0.00	1.578

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 6 - SLU (Approccio 2)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-950.03 (-1150.80)	884.50	1430.20	-1860.81	31.67	36.19	1.62
2	4.67	-295.32 (-350.60)	751.59	7221.31	-3368.60	31.67	36.19	9.61
3	8.84	-1150.80 (-1150.80)	618.68	877.28	-1631.80	31.67	36.19	1.42

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-432.30	0.00	842.36	4100.84	1.949
2	4.67	0.00	65.34	494.16	0.00	0.00	7.563
3	8.84	0.00	309.20	475.42	0.00	0.00	1.538

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 7 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (5.94)	-161.81	-1943.09	-84.32	36.19	27.14	12.02
2	4.08	-6.29 (-210.26)	375.09	5041.40	-2826.01	36.19	27.14	13.44
3	8.07	-601.30 (-650.64)	385.03	755.56	-1276.78	36.19	27.14	1.96
4	12.13	-493.33 (-618.12)	395.13	838.75	-1312.10	36.19	27.14	2.12
5	16.15	0.00 (8.12)	160.04	17165.70	531.17	36.19	27.14	107.40

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	7.02	329.90	0.00	0.00	46.990
2	4.08	0.00	-241.10	405.57	0.00	0.00	1.682
3	8.07	0.00	-58.32	406.98	0.00	0.00	6.979
4	12.13	0.00	147.50	408.40	0.00	0.00	2.769
5	16.15	0.00	-9.60	410.72	0.00	0.00	42.788

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 7 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-629.17 (-1043.54)	267.80	408.82	-1593.01	36.19	40.72	1.53
2	4.49	566.50 (732.65)	276.49	706.02	1870.86	45.24	40.72	2.55
3	8.07	797.76 (819.59)	285.43	517.42	1485.74	36.19	40.72	1.81
4	11.57	224.50 (457.59)	294.13	1637.99	2548.29	54.29	40.72	5.57
5	15.15	-1172.35 (-1172.35)	303.06	412.16	-1594.39	36.19	40.72	1.36

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	489.80	0.00	842.36	3974.90	1.720
2	4.49	9.05	196.39	0.00	842.36	3976.68	4.289
3	8.07	0.00	-52.87	428.43	0.00	0.00	8.104
4	11.57	0.00	-275.52	429.65	0.00	0.00	1.559
5	15.15	9.05	-504.05	0.00	842.36	3982.10	1.671

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 7 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-1159.53 (-1159.53)	683.88	989.94	-1678.46	31.67	36.19	1.45
2	4.67	-79.85 (-106.79)	586.84	13973.95	-2542.90	31.67	36.19	23.81
3	8.84	-629.17 (-855.73)	489.80	951.62	-1662.59	31.67	36.19	1.94

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	526.72	0.00	842.36	4059.87	1.599
2	4.67	0.00	31.85	470.93	0.00	0.00	14.787
3	8.84	0.00	-267.80	457.24	0.00	0.00	1.707

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 7 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-381.40 (-588.77)	698.14	2869.90	-2420.31	31.67	36.19	4.11
2	4.67	-219.20 (-326.29)	601.09	5886.69	-3195.47	31.67	36.19	9.79
3	8.84	-1172.35 (-1172.35)	504.05	663.53	-1543.28	31.67	36.19	1.32

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-245.11	0.00	842.36	4062.78	3.437
2	4.67	0.00	126.58	472.94	0.00	0.00	3.736
3	8.84	0.00	303.06	459.25	0.00	0.00	1.515

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 8 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (6.33)	-161.81	-1949.16	-81.60	36.19	27.14	12.06
2	4.08	-28.61 (-242.06)	376.31	3901.88	-2509.81	36.19	27.14	10.37
3	8.07	-643.66 (-691.97)	386.26	699.39	-1252.93	36.19	27.14	1.81
4	12.13	-514.92 (-649.99)	396.36	786.60	-1289.96	36.19	27.14	1.98
5	16.15	0.00 (-8.51)	160.03	17179.18	511.47	36.19	27.14	107.49

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	7.49	329.90	0.00	0.00	44.074
2	4.08	0.00	-252.30	405.75	0.00	0.00	1.608
3	8.07	0.00	-58.10	407.15	0.00	0.00	7.008
4	12.13	0.00	159.66	408.57	0.00	0.00	2.559
5	16.15	0.00	-10.06	410.72	0.00	0.00	40.813

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 8 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-654.07 (-1083.35)	266.57	390.08	-1585.26	36.19	40.72	1.46
2	4.49	587.90 (761.61)	275.26	670.91	1856.36	45.24	40.72	2.44
3	8.07	835.21 (856.29)	284.20	489.18	1473.88	36.19	40.72	1.72
4	11.57	246.77 (487.21)	292.90	1498.04	2491.88	54.29	40.72	5.11
5	15.15	-1197.25 (-1197.25)	301.83	400.76	-1589.68	36.19	40.72	1.33

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	507.42	0.00	842.36	3974.65	1.660
2	4.49	9.05	205.33	0.00	842.36	3976.43	4.102
3	8.07	0.00	-52.87	428.25	0.00	0.00	8.100
4	11.57	0.00	-284.22	429.48	0.00	0.00	1.511
5	15.15	9.05	-521.68	0.00	842.36	3981.85	1.615

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 8 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-1194.69 (-1194.69)	722.28	1023.05	-1692.17	31.67	36.19	1.42
2	4.67	-109.88 (-137.86)	614.85	12677.33	-2842.52	31.67	36.19	20.62
3	8.84	-654.07 (-879.59)	507.42	961.48	-1666.67	31.67	36.19	1.89

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	527.95	0.00	842.36	4067.71	1.596
2	4.67	0.00	33.08	474.88	0.00	0.00	14.356
3	8.84	0.00	-266.57	459.73	0.00	0.00	1.725

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 8 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-416.57 (-624.97)	736.54	2840.53	-2410.27	31.67	36.19	3.86
2	4.67	-249.23 (-355.28)	629.11	5532.91	-3124.65	31.67	36.19	8.79
3	8.84	-1197.25 (-1197.25)	521.68	674.42	-1547.78	31.67	36.19	1.29

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-246.34	0.00	842.36	4070.62	3.419
2	4.67	0.00	125.35	476.89	0.00	0.00	3.804
3	8.84	0.00	301.83	461.74	0.00	0.00	1.530

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 9 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-9.44)	160.03	17239.52	423.24	36.19	27.14	107.86
2	4.08	-539.91 (-658.43)	396.20	772.65	-1284.03	36.19	27.14	1.95
3	8.07	-643.66 (-700.82)	386.26	687.86	-1248.04	36.19	27.14	1.78
4	12.13	3.31 (231.02)	376.16	4777.28	2933.97	36.19	27.14	12.70
5	16.15	0.00 (-5.41)	-161.81	-1924.47	-92.68	36.19	27.14	11.91

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	11.16	410.72	0.00	0.00	36.810
2	4.08	0.00	-140.10	408.55	0.00	0.00	2.916
3	8.07	0.00	76.37	407.15	0.00	0.00	5.331
4	12.13	0.00	269.15	441.22	0.00	0.00	1.639
5	16.15	0.00	-6.39	329.90	0.00	0.00	51.621

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 9 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-1218.67 (-1218.67)	301.83	392.91	-1586.43	36.19	40.72	1.30
2	4.49	301.41 (542.63)	293.14	1098.17	2032.81	45.24	40.72	3.75
3	8.07	835.21 (840.67)	284.20	499.77	1478.32	36.19	40.72	1.76
4	11.57	525.39 (698.32)	275.50	885.73	2245.06	54.29	40.72	3.21
5	15.15	-632.65 (-1006.47)	266.57	423.54	-1599.10	36.19	40.72	1.59

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	587.22	0.00	842.36	3981.85	1.434
2	4.49	9.05	285.13	0.00	842.36	3980.08	2.954
3	8.07	0.00	26.93	428.25	0.00	0.00	15.900
4	11.57	0.00	-204.41	427.03	0.00	0.00	2.089
5	15.15	9.05	-441.87	0.00	842.36	3974.65	1.906

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 9 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-437.99 (-646.39)	802.08	3101.55	-2499.52	31.67	36.19	3.87
2	4.67	-270.66 (-376.70)	694.65	5895.94	-3197.32	31.67	36.19	8.49
3	8.84	-1218.67 (-1218.67)	587.22	763.61	-1584.72	31.67	36.19	1.30

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	246.34	0.00	842.36	4084.01	3.419
2	4.67	0.00	-125.35	486.13	0.00	0.00	3.878
3	8.84	0.00	-301.83	470.98	0.00	0.00	1.560

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 9 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-1173.27 (-1173.27)	656.74	924.30	-1651.28	31.67	36.19	1.41
2	4.67	-88.45 (-116.44)	549.30	13044.83	-2765.16	31.67	36.19	23.75
3	8.84	-632.65 (-858.17)	441.87	830.18	-1612.30	31.67	36.19	1.88

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-527.95	0.00	842.36	4054.33	1.596
2	4.67	0.00	-33.08	465.63	0.00	0.00	14.077
3	8.84	0.00	266.57	450.49	0.00	0.00	1.690

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 10 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.00	0.00 (-9.05)	160.04	17225.95	443.08	36.19	27.14	107.78
2	4.08	-517.59 (-626.63)	394.97	822.75	-1305.30	36.19	27.14	2.08
3	8.07	-601.30 (-661.29)	385.03	739.40	-1269.92	36.19	27.14	1.92
4	12.13	24.90 (242.32)	374.93	4399.29	2843.30	36.19	27.14	11.73
5	16.15	0.00 (-5.01)	-161.81	-1918.55	-95.33	36.19	27.14	11.87

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.00	0.00	10.69	410.72	0.00	0.00	38.409
2	4.08	0.00	-128.89	408.38	0.00	0.00	3.168
3	8.07	0.00	76.15	406.98	0.00	0.00	5.344
4	12.13	0.00	256.99	441.05	0.00	0.00	1.716
5	16.15	0.00	-5.93	329.90	0.00	0.00	55.667

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 10 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	1.00	-1193.77 (-1193.77)	303.06	403.89	-1590.98	36.19	40.72	1.33
2	4.49	280.01 (513.67)	294.37	1185.67	2068.95	45.24	40.72	4.03
3	8.07	797.76 (803.41)	285.43	529.67	1490.88	36.19	40.72	1.86
4	11.57	503.12 (668.69)	276.73	937.78	2266.05	54.29	40.72	3.39
5	15.15	-607.75 (-966.66)	267.81	445.54	-1608.19	36.19	40.72	1.66

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	1.00	9.05	569.60	0.00	842.36	3982.10	1.479
2	4.49	9.05	276.19	0.00	842.36	3980.33	3.050
3	8.07	0.00	26.93	428.43	0.00	0.00	15.907
4	11.57	0.00	-195.72	427.20	0.00	0.00	2.183
5	15.15	9.05	-424.25	0.00	842.36	3974.90	1.986

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 10 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-402.83 (-610.19)	763.68	3148.26	-2515.49	31.67	36.19	4.12
2	4.67	-240.63 (-347.71)	666.64	6213.19	-3240.76	31.67	36.19	9.32
3	8.84	-1193.77 (-1193.77)	569.60	754.30	-1580.87	31.67	36.19	1.32

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	245.11	0.00	842.36	4076.17	3.437
2	4.67	0.00	-126.58	482.18	0.00	0.00	3.809
3	8.84	0.00	-303.06	468.49	0.00	0.00	1.546

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 10 - SLU (Approccio 2) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	N _u	M _u	A _{fi}	A _{fs}	CS
1	0.50	-1138.11 (-1138.11)	618.33	889.25	-1636.76	31.67	36.19	1.44
2	4.67	-58.42 (-85.37)	521.29	14566.96	-2385.45	31.67	36.19	27.94
3	8.84	-607.75 (-834.31)	424.25	817.10	-1606.88	31.67	36.19	1.93

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	FS
1	0.50	9.05	-526.72	0.00	842.36	4046.48	1.599
2	4.67	0.00	-31.85	461.68	0.00	0.00	14.497
3	8.84	0.00	267.81	448.00	0.00	0.00	1.673

11.6.2 VERIFICHE TENSIONI AGLI SLE

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M	Momento flettente, espresso in kNm
V	Taglio, espresso in kN
N	Sforzo normale, espresso in kN
A_{fi}	Area armatura inferiore, espressa in cmq
A_{fs}	Area armatura superiore, espressa in cmq
σ_{fi}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore, espressa in kg/cm ²
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espressa in kg/cm ²
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espressa in kg/cm ²
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espressa in kg/cm ²
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.00	0.00	-0.76	36.19	27.14	1.3	1.2	0.0
2	4.08	-299.75	329.76	36.19	27.14	745.2	319.2	26.1
3	8.07	-645.24	329.76	36.19	27.14	2210.2	633.9	55.2
4	12.13	-287.49	329.76	36.19	27.14	694.5	307.5	25.1
5	16.15	0.00	-0.76	36.19	27.14	1.3	1.2	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	τ_c
1	0.00	0.00	8.04	-0.09
2	4.08	0.00	-191.92	-2.45
3	8.07	0.00	4.74	0.06
4	12.13	0.00	209.06	2.67
5	16.15	0.00	-8.01	0.09

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	1.00	-886.65	229.04	36.19	40.72	2318.7	763.0	64.9
2	4.49	404.38	229.04	45.24	40.72	353.5	833.2	29.0
3	8.07	895.43	229.04	36.19	40.72	769.7	2616.9	66.7
4	11.57	429.73	229.04	54.29	40.72	360.0	758.9	29.1
5	15.15	-886.85	229.04	36.19	40.72	2319.3	763.2	64.9

Verifiche taglio

N°	X	A_{sw}	V	τ_c
1	1.00	9.05	479.82	6.12
2	4.49	9.05	261.08	3.33
3	8.07	0.00	-0.01	0.00
4	11.57	0.00	-254.92	-3.25
5	15.15	9.05	-479.85	-6.12

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A_{fi}	A_{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
1	0.50	-760.49	684.29	31.67	36.19	1646.1	765.2	62.0
2	4.67	-254.01	582.06	31.67	36.19	221.5	282.5	21.1
3	8.84	-886.65	479.82	31.67	36.19	2291.9	846.3	70.7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	330.52	4.22
2	4.67	0.00	-46.87	-0.60
3	8.84	0.00	-229.04	-2.92

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-760.69	684.32	31.67	36.19	1646.7	765.4	62.0
2	4.67	-254.21	582.09	31.67	36.19	222.0	282.7	21.1
3	8.84	-886.85	479.85	31.67	36.19	2292.5	846.5	70.7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-330.52	-4.22
2	4.67	0.00	46.87	0.60
3	8.84	0.00	229.04	2.92

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.79	36.19	27.14	1.9	0.8	0.0
2	4.08	-292.14	343.31	36.19	27.14	693.5	313.3	25.5
3	8.07	-673.00	343.31	36.19	27.14	2306.4	661.1	57.6
4	12.13	-278.59	343.31	36.19	27.14	637.9	300.2	24.3
5	16.15	0.00	-0.79	36.19	27.14	1.9	0.8	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	6.12	-0.11
2	4.08	0.00	-210.13	-2.68
3	8.07	0.00	2.44	0.03
4	12.13	0.00	223.56	2.85
5	16.15	0.00	-6.12	0.11

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-703.77	187.32	36.19	40.72	1834.3	606.7	51.5
2	4.49	337.24	187.32	45.24	40.72	294.3	698.3	24.1
3	8.07	698.21	187.32	36.19	40.72	601.9	2029.5	52.1
4	11.57	356.80	187.32	54.29	40.72	298.5	632.4	24.1
5	15.15	-703.77	187.32	36.19	40.72	1834.3	606.7	51.5

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	396.32	5.06
2	4.49	9.05	201.10	2.57
3	8.07	0.00	0.00	0.00
4	11.57	0.00	-195.58	-2.50
5	15.15	9.05	-396.32	-5.06

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-808.22	600.79	31.67	36.19	1895.0	796.3	65.3
2	4.67	-215.78	498.56	31.67	36.19	185.4	240.2	17.9
3	8.84	-703.77	396.32	31.67	36.19	1800.5	674.2	56.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	344.09	4.39
2	4.67	0.00	-19.22	-0.25
3	8.84	0.00	-187.32	-2.39

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-808.22	600.79	31.67	36.19	1895.0	796.3	65.3
2	4.67	-215.79	498.56	31.67	36.19	185.4	240.2	17.9
3	8.84	-703.77	396.32	31.67	36.19	1800.5	674.2	56.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-344.09	-4.39
2	4.67	0.00	19.22	0.25
3	8.84	0.00	187.32	2.39

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.79	36.19	27.14	1.9	0.8	0.0
2	4.08	-292.14	343.31	36.19	27.14	693.5	313.3	25.5
3	8.07	-673.00	343.31	36.19	27.14	2306.4	661.1	57.6
4	12.13	-278.59	343.31	36.19	27.14	637.9	300.2	24.3
5	16.15	0.00	-0.79	36.19	27.14	1.9	0.8	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	6.12	-0.11
2	4.08	0.00	-210.13	-2.68
3	8.07	0.00	2.44	0.03
4	12.13	0.00	223.56	2.85
5	16.15	0.00	-6.12	0.11

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-703.77	187.32	36.19	40.72	1834.3	606.7	51.5
2	4.49	337.24	187.32	45.24	40.72	294.3	698.3	24.1
3	8.07	698.21	187.32	36.19	40.72	601.9	2029.5	52.1
4	11.57	356.80	187.32	54.29	40.72	298.5	632.4	24.1
5	15.15	-703.77	187.32	36.19	40.72	1834.3	606.7	51.5

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	396.32	5.06
2	4.49	9.05	201.10	2.57
3	8.07	0.00	0.00	0.00
4	11.57	0.00	-195.58	-2.50
5	15.15	9.05	-396.32	-5.06

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-808.22	600.79	31.67	36.19	1895.0	796.3	65.3
2	4.67	-215.78	498.56	31.67	36.19	185.4	240.2	17.9
3	8.84	-703.77	396.32	31.67	36.19	1800.5	674.2	56.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
----	---	-----------------	---	----------------

1	0.50	9.05	344.09	4.39
2	4.67	0.00	-19.22	-0.25
3	8.84	0.00	-187.32	-2.39

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-808.22	600.79	31.67	36.19	1895.0	796.3	65.3
2	4.67	-215.79	498.56	31.67	36.19	185.4	240.2	17.9
3	8.84	-703.77	396.32	31.67	36.19	1800.5	674.2	56.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-344.09	-4.39
2	4.67	0.00	19.22	0.25
3	8.84	0.00	187.32	2.39

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-0.77	36.19	27.14	1.2	1.3	0.0
2	4.08	-300.61	336.15	36.19	27.14	739.1	320.7	26.2
3	8.07	-647.29	336.15	36.19	27.14	2208.3	636.9	55.4
4	12.13	-270.10	336.15	36.19	27.14	613.7	291.3	23.5
5	16.15	0.00	-0.77	36.19	27.14	1.4	1.1	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	8.38	-0.09
2	4.08	0.00	-193.92	-2.47
3	8.07	0.00	8.58	0.11
4	12.13	0.00	209.40	2.67
5	16.15	0.00	-7.61	0.10

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-850.30	222.64	36.19	40.72	2220.3	732.3	62.2
2	4.49	428.66	222.64	45.24	40.72	371.6	902.4	30.6
3	8.07	806.10	222.64	36.19	40.72	696.1	2335.0	60.2
4	11.57	389.88	222.64	54.29	40.72	328.9	677.0	26.5
5	15.15	-833.04	222.64	36.19	40.72	2170.2	718.3	61.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	503.05	6.42
2	4.49	9.05	230.93	2.95
3	8.07	0.00	-9.64	-0.12
4	11.57	0.00	-228.78	-2.92
5	15.15	9.05	-453.72	-5.79

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-777.54	707.52	31.67	36.19	1674.1	783.3	63.4
2	4.67	-244.37	605.28	31.67	36.19	183.8	274.0	20.3
3	8.84	-850.30	503.05	31.67	36.19	2146.4	818.5	68.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	336.92	4.30

2	4.67	0.00	-40.47	-0.52
3	8.84	0.00	-222.64	-2.84

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-760.28	658.19	31.67	36.19	1675.1	761.7	61.9
2	4.67	-227.10	555.95	31.67	36.19	174.9	254.3	18.9
3	8.84	-833.04	453.72	31.67	36.19	2149.8	795.6	66.4

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-336.92	-4.30
2	4.67	0.00	40.47	0.52
3	8.84	0.00	222.64	2.84

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.4	101.3	0.0
2	4.08	-173.98	361.63	36.19	27.14	212.7	194.6	14.8
3	8.07	-677.01	366.26	36.19	27.14	2285.3	668.7	58.0
4	12.13	-388.39	370.98	36.19	27.14	1051.7	407.3	33.8
5	16.15	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	5.36	-0.12
2	4.08	0.00	-239.43	-3.06
3	8.07	0.00	-27.30	-0.35
4	12.13	0.00	204.00	2.60
5	16.15	0.00	-6.99	0.10

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 15 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-594.63	200.30	36.19	40.72	1503.6	520.3	43.9
2	4.49	395.25	204.35	45.24	40.72	342.5	833.0	28.2
3	8.07	696.18	208.52	36.19	40.72	604.3	1996.2	52.1
4	11.57	289.19	212.58	54.29	40.72	250.8	465.8	20.0
5	15.15	-846.07	216.74	36.19	40.72	2214.6	727.8	61.9

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	382.66	4.88
2	4.49	9.05	185.42	2.37
3	8.07	0.00	-17.77	-0.23
4	11.57	0.00	-215.37	-2.75
5	15.15	9.05	-418.20	-5.34

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-1000.00	591.98	31.67	36.19	2523.8	962.6	80.0
2	4.67	-154.81	487.32	31.67	36.19	64.8	179.9	13.1
3	8.84	-594.63	382.66	31.67	36.19	1464.2	577.1	47.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	429.24	5.48
2	4.67	0.00	16.86	0.22

3 8.84 0.00 -200.30 -2.56

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-664.68	627.52	31.67	36.19	1405.4	672.4	54.3
2	4.67	-225.27	522.86	31.67	36.19	191.9	250.8	18.7
3	8.84	-846.07	418.20	31.67	36.19	2235.0	801.0	67.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-304.98	-3.89
2	4.67	0.00	53.49	0.68
3	8.84	0.00	216.74	2.77

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.5	101.2	0.0
2	4.08	-163.57	361.05	36.19	27.14	179.1	183.4	13.9
3	8.07	-657.25	365.69	36.19	27.14	2201.8	650.9	56.4
4	12.13	-378.31	370.40	36.19	27.14	1010.4	397.8	32.9
5	16.15	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	5.14	-0.12
2	4.08	0.00	-234.20	-2.99
3	8.07	0.00	-27.40	-0.35
4	12.13	0.00	198.32	2.53
5	16.15	0.00	-6.77	0.10

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-583.01	200.87	36.19	40.72	1469.3	511.0	43.1
2	4.49	385.27	204.92	45.24	40.72	334.8	806.5	27.5
3	8.07	678.71	209.10	36.19	40.72	590.2	1938.8	50.8
4	11.57	278.80	213.15	54.29	40.72	242.9	442.9	19.3
5	15.15	-834.45	217.32	36.19	40.72	2180.2	718.5	61.1

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	374.44	4.78
2	4.49	9.05	181.25	2.31
3	8.07	0.00	-17.77	-0.23
4	11.57	0.00	-211.32	-2.70
5	15.15	9.05	-409.98	-5.23

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-983.59	574.06	31.67	36.19	2492.2	945.5	78.7
2	4.67	-140.80	474.25	31.67	36.19	47.4	166.1	12.0
3	8.84	-583.01	374.44	31.67	36.19	1436.4	565.7	46.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	428.67	5.47
2	4.67	0.00	16.29	0.21
3	8.84	0.00	-200.87	-2.56

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-648.27	609.60	31.67	36.19	1373.5	655.5	52.9
2	4.67	-211.26	509.79	31.67	36.19	167.3	236.2	17.6
3	8.84	-834.45	409.98	31.67	36.19	2207.3	789.6	66.3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-304.40	-3.88
2	4.67	0.00	54.07	0.69
3	8.84	0.00	217.32	2.77

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7
2	4.08	-400.69	370.90	36.19	27.14	1103.5	418.8	34.8
3	8.07	-677.01	366.26	36.19	27.14	2285.3	668.7	58.0
4	12.13	-158.61	361.55	36.19	27.14	163.0	178.0	13.4
5	16.15	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.4	101.3	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	6.99	-0.10
2	4.08	0.00	-189.70	-2.42
3	8.07	0.00	32.33	0.41
4	12.13	0.00	252.51	3.22
5	16.15	0.00	-5.36	0.12

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-846.07	216.74	36.19	40.72	2214.6	727.8	61.9
2	4.49	267.67	212.69	45.24	40.72	242.8	494.5	19.5
3	8.07	696.18	208.52	36.19	40.72	604.3	1996.2	52.1
4	11.57	413.27	204.46	54.29	40.72	343.7	742.2	27.9
5	15.15	-594.63	200.30	36.19	40.72	1503.6	520.3	43.9

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	418.20	5.34
2	4.49	9.05	220.96	2.82
3	8.07	0.00	17.77	0.23
4	11.57	0.00	-179.84	-2.30
5	15.15	9.05	-382.66	-4.88

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-664.67	627.52	31.67	36.19	1405.4	672.4	54.3
2	4.67	-225.27	522.86	31.67	36.19	191.9	250.8	18.7
3	8.84	-846.07	418.20	31.67	36.19	2235.0	801.0	67.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	304.98	3.89
2	4.67	0.00	-53.50	-0.68
3	8.84	0.00	-216.74	-2.77

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-1000.00	591.98	31.67	36.19	2523.8	962.6	80.0
2	4.67	-154.81	487.32	31.67	36.19	64.8	179.9	13.1
3	8.84	-594.63	382.66	31.67	36.19	1464.2	577.1	47.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-429.24	-5.48
2	4.67	0.00	-16.86	-0.22
3	8.84	0.00	200.30	2.56

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 18 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7
2	4.08	-390.28	370.33	36.19	27.14	1060.7	409.0	33.9
3	8.07	-657.25	365.69	36.19	27.14	2201.8	650.9	56.4
4	12.13	-148.54	360.98	36.19	27.14	133.3	167.2	12.5
5	16.15	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.5	101.2	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	6.77	-0.10
2	4.08	0.00	-184.48	-2.35
3	8.07	0.00	32.23	0.41
4	12.13	0.00	246.84	3.15
5	16.15	0.00	-5.14	0.12

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 18 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-834.45	217.32	36.19	40.72	2180.2	718.5	61.1
2	4.49	257.68	213.27	45.24	40.72	234.9	468.3	18.9
3	8.07	678.71	209.10	36.19	40.72	590.2	1938.8	50.8
4	11.57	402.88	205.04	54.29	40.72	336.0	719.1	27.2
5	15.15	-583.01	200.87	36.19	40.72	1469.3	511.0	43.1

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	409.98	5.23
2	4.49	9.05	216.78	2.77
3	8.07	0.00	17.77	0.23
4	11.57	0.00	-175.78	-2.24
5	15.15	9.05	-374.44	-4.78

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-648.27	609.60	31.67	36.19	1373.5	655.5	52.9
2	4.67	-211.25	509.79	31.67	36.19	167.3	236.2	17.6
3	8.84	-834.45	409.98	31.67	36.19	2207.3	789.6	66.3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	304.40	3.88
2	4.67	0.00	-54.07	-0.69
3	8.84	0.00	-217.32	-2.77

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-983.59	574.06	31.67	36.19	2492.2	945.5	78.7
2	4.67	-140.80	474.25	31.67	36.19	47.4	166.1	12.0
3	8.84	-583.01	374.44	31.67	36.19	1436.4	565.7	46.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-428.67	-5.47
2	4.67	0.00	-16.29	-0.21
3	8.84	0.00	200.87	2.56

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.4	101.3	0.0
2	4.08	-173.98	361.63	36.19	27.14	212.7	194.6	14.8
3	8.07	-677.01	366.26	36.19	27.14	2285.3	668.7	58.0
4	12.13	-388.39	370.98	36.19	27.14	1051.7	407.3	33.8
5	16.15	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	5.36	-0.12
2	4.08	0.00	-239.43	-3.06
3	8.07	0.00	-27.30	-0.35
4	12.13	0.00	204.00	2.60
5	16.15	0.00	-6.99	0.10

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-594.63	200.30	36.19	40.72	1503.6	520.3	43.9
2	4.49	395.25	204.35	45.24	40.72	342.5	833.0	28.2
3	8.07	696.18	208.52	36.19	40.72	604.3	1996.2	52.1
4	11.57	289.19	212.58	54.29	40.72	250.8	465.8	20.0
5	15.15	-846.07	216.74	36.19	40.72	2214.6	727.8	61.9

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	382.66	4.88
2	4.49	9.05	185.42	2.37
3	8.07	0.00	-17.77	-0.23
4	11.57	0.00	-215.37	-2.75
5	15.15	9.05	-418.20	-5.34

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-1000.00	591.98	31.67	36.19	2523.8	962.6	80.0
2	4.67	-154.81	487.32	31.67	36.19	64.8	179.9	13.1
3	8.84	-594.63	382.66	31.67	36.19	1464.2	577.1	47.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	429.24	5.48
2	4.67	0.00	16.86	0.22
3	8.84	0.00	-200.30	-2.56

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-664.68	627.52	31.67	36.19	1405.4	672.4	54.3
2	4.67	-225.27	522.86	31.67	36.19	191.9	250.8	18.7
3	8.84	-846.07	418.20	31.67	36.19	2235.0	801.0	67.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-304.98	-3.89
2	4.67	0.00	53.49	0.68
3	8.84	0.00	216.74	2.77

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.5	101.2	0.0
2	4.08	-163.57	361.05	36.19	27.14	179.1	183.4	13.9
3	8.07	-657.25	365.69	36.19	27.14	2201.8	650.9	56.4
4	12.13	-378.31	370.40	36.19	27.14	1010.4	397.8	32.9
5	16.15	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	5.14	-0.12
2	4.08	0.00	-234.20	-2.99
3	8.07	0.00	-27.40	-0.35
4	12.13	0.00	198.32	2.53
5	16.15	0.00	-6.77	0.10

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-583.01	200.87	36.19	40.72	1469.3	511.0	43.1
2	4.49	385.27	204.92	45.24	40.72	334.8	806.5	27.5
3	8.07	678.71	209.10	36.19	40.72	590.2	1938.8	50.8
4	11.57	278.80	213.15	54.29	40.72	242.9	442.9	19.3
5	15.15	-834.45	217.32	36.19	40.72	2180.2	718.5	61.1

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	374.44	4.78
2	4.49	9.05	181.25	2.31
3	8.07	0.00	-17.77	-0.23
4	11.57	0.00	-211.32	-2.70
5	15.15	9.05	-409.98	-5.23

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-983.59	574.06	31.67	36.19	2492.2	945.5	78.7
2	4.67	-140.80	474.25	31.67	36.19	47.4	166.1	12.0
3	8.84	-583.01	374.44	31.67	36.19	1436.4	565.7	46.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	428.67	5.47
2	4.67	0.00	16.29	0.21
3	8.84	0.00	-200.87	-2.56

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-648.27	609.60	31.67	36.19	1373.5	655.5	52.9
2	4.67	-211.26	509.79	31.67	36.19	167.3	236.2	17.6
3	8.84	-834.45	409.98	31.67	36.19	2207.3	789.6	66.3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-304.40	-3.88
2	4.67	0.00	54.07	0.69
3	8.84	0.00	217.32	2.77

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 21 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7
2	4.08	-400.69	370.90	36.19	27.14	1103.5	418.8	34.8
3	8.07	-677.01	366.26	36.19	27.14	2285.3	668.7	58.0
4	12.13	-158.61	361.55	36.19	27.14	163.0	178.0	13.4
5	16.15	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.4	101.3	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	6.99	-0.10
2	4.08	0.00	-189.70	-2.42
3	8.07	0.00	32.33	0.41
4	12.13	0.00	252.51	3.22
5	16.15	0.00	-5.36	0.12

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 21 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-846.07	216.74	36.19	40.72	2214.6	727.8	61.9
2	4.49	267.67	212.69	45.24	40.72	242.8	494.5	19.5
3	8.07	696.18	208.52	36.19	40.72	604.3	1996.2	52.1
4	11.57	413.27	204.46	54.29	40.72	343.7	742.2	27.9
5	15.15	-594.63	200.30	36.19	40.72	1503.6	520.3	43.9

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	418.20	5.34
2	4.49	9.05	220.96	2.82
3	8.07	0.00	17.77	0.23
4	11.57	0.00	-179.84	-2.30
5	15.15	9.05	-382.66	-4.88

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 21 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-664.67	627.52	31.67	36.19	1405.4	672.4	54.3
2	4.67	-225.27	522.86	31.67	36.19	191.9	250.8	18.7
3	8.84	-846.07	418.20	31.67	36.19	2235.0	801.0	67.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	304.98	3.89
2	4.67	0.00	-53.50	-0.68
3	8.84	0.00	-216.74	-2.77

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 21 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-1000.00	591.98	31.67	36.19	2523.8	962.6	80.0
2	4.67	-154.81	487.32	31.67	36.19	64.8	179.9	13.1
3	8.84	-594.63	382.66	31.67	36.19	1464.2	577.1	47.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-429.24	-5.48
2	4.67	0.00	-16.86	-0.22
3	8.84	0.00	200.30	2.56

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7
2	4.08	-390.28	370.33	36.19	27.14	1060.7	409.0	33.9
3	8.07	-657.25	365.69	36.19	27.14	2201.8	650.9	56.4
4	12.13	-148.54	360.98	36.19	27.14	133.3	167.2	12.5
5	16.15	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.5	101.2	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	6.77	-0.10
2	4.08	0.00	-184.48	-2.35
3	8.07	0.00	32.23	0.41
4	12.13	0.00	246.84	3.15
5	16.15	0.00	-5.14	0.12

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-834.45	217.32	36.19	40.72	2180.2	718.5	61.1
2	4.49	257.68	213.27	45.24	40.72	234.9	468.3	18.9
3	8.07	678.71	209.10	36.19	40.72	590.2	1938.8	50.8
4	11.57	402.88	205.04	54.29	40.72	336.0	719.1	27.2
5	15.15	-583.01	200.87	36.19	40.72	1469.3	511.0	43.1

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	409.98	5.23
2	4.49	9.05	216.78	2.77
3	8.07	0.00	17.77	0.23
4	11.57	0.00	-175.78	-2.24
5	15.15	9.05	-374.44	-4.78

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-648.27	609.60	31.67	36.19	1373.5	655.5	52.9
2	4.67	-211.25	509.79	31.67	36.19	167.3	236.2	17.6
3	8.84	-834.45	409.98	31.67	36.19	2207.3	789.6	66.3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	304.40	3.88
2	4.67	0.00	-54.07	-0.69
3	8.84	0.00	-217.32	-2.77

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-983.59	574.06	31.67	36.19	2492.2	945.5	78.7
2	4.67	-140.80	474.25	31.67	36.19	47.4	166.1	12.0
3	8.84	-583.01	374.44	31.67	36.19	1436.4	565.7	46.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-428.67	-5.47
2	4.67	0.00	-16.29	-0.21
3	8.84	0.00	200.87	2.56

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.4	101.3	0.0
2	4.08	-173.98	361.63	36.19	27.14	212.7	194.6	14.8
3	8.07	-677.01	366.26	36.19	27.14	2285.3	668.7	58.0
4	12.13	-388.39	370.98	36.19	27.14	1051.7	407.3	33.8
5	16.15	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	5.36	-0.12
2	4.08	0.00	-239.43	-3.06
3	8.07	0.00	-27.30	-0.35
4	12.13	0.00	204.00	2.60
5	16.15	0.00	-6.99	0.10

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-594.63	200.30	36.19	40.72	1503.6	520.3	43.9
2	4.49	395.25	204.35	45.24	40.72	342.5	833.0	28.2
3	8.07	696.18	208.52	36.19	40.72	604.3	1996.2	52.1
4	11.57	289.19	212.58	54.29	40.72	250.8	465.8	20.0
5	15.15	-846.07	216.74	36.19	40.72	2214.6	727.8	61.9

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	382.66	4.88
2	4.49	9.05	185.42	2.37
3	8.07	0.00	-17.77	-0.23
4	11.57	0.00	-215.37	-2.75
5	15.15	9.05	-418.20	-5.34

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-1000.00	591.98	31.67	36.19	2523.8	962.6	80.0
2	4.67	-154.81	487.32	31.67	36.19	64.8	179.9	13.1
3	8.84	-594.63	382.66	31.67	36.19	1464.2	577.1	47.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	429.24	5.48
2	4.67	0.00	16.86	0.22
3	8.84	0.00	-200.30	-2.56

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-664.68	627.52	31.67	36.19	1405.4	672.4	54.3
2	4.67	-225.27	522.86	31.67	36.19	191.9	250.8	18.7
3	8.84	-846.07	418.20	31.67	36.19	2235.0	801.0	67.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-304.98	-3.89
2	4.67	0.00	53.49	0.68
3	8.84	0.00	216.74	2.77

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.5	101.2	0.0
2	4.08	-163.57	361.05	36.19	27.14	179.1	183.4	13.9
3	8.07	-657.25	365.69	36.19	27.14	2201.8	650.9	56.4
4	12.13	-378.31	370.40	36.19	27.14	1010.4	397.8	32.9
5	16.15	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	5.14	-0.12
2	4.08	0.00	-234.20	-2.99
3	8.07	0.00	-27.40	-0.35
4	12.13	0.00	198.32	2.53
5	16.15	0.00	-6.77	0.10

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-583.01	200.87	36.19	40.72	1469.3	511.0	43.1
2	4.49	385.27	204.92	45.24	40.72	334.8	806.5	27.5
3	8.07	678.71	209.10	36.19	40.72	590.2	1938.8	50.8
4	11.57	278.80	213.15	54.29	40.72	242.9	442.9	19.3
5	15.15	-834.45	217.32	36.19	40.72	2180.2	718.5	61.1

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	374.44	4.78
2	4.49	9.05	181.25	2.31
3	8.07	0.00	-17.77	-0.23
4	11.57	0.00	-211.32	-2.70
5	15.15	9.05	-409.98	-5.23

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-983.59	574.06	31.67	36.19	2492.2	945.5	78.7
2	4.67	-140.80	474.25	31.67	36.19	47.4	166.1	12.0
3	8.84	-583.01	374.44	31.67	36.19	1436.4	565.7	46.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	428.67	5.47
2	4.67	0.00	16.29	0.21
3	8.84	0.00	-200.87	-2.56

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
----	---	---	---	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	----------------

1	0.50	-648.27	609.60	31.67	36.19	1373.5	655.5	52.9
2	4.67	-211.26	509.79	31.67	36.19	167.3	236.2	17.6
3	8.84	-834.45	409.98	31.67	36.19	2207.3	789.6	66.3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-304.40	-3.88
2	4.67	0.00	54.07	0.69
3	8.84	0.00	217.32	2.77

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7
2	4.08	-400.69	370.90	36.19	27.14	1103.5	418.8	34.8
3	8.07	-677.01	366.26	36.19	27.14	2285.3	668.7	58.0
4	12.13	-158.61	361.55	36.19	27.14	163.0	178.0	13.4
5	16.15	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.4	101.3	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	6.99	-0.10
2	4.08	0.00	-189.70	-2.42
3	8.07	0.00	32.33	0.41
4	12.13	0.00	252.51	3.22
5	16.15	0.00	-5.36	0.12

Verifica sezioni trasverso [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-846.07	216.74	36.19	40.72	2214.6	727.8	61.9
2	4.49	267.67	212.69	45.24	40.72	242.8	494.5	19.5
3	8.07	696.18	208.52	36.19	40.72	604.3	1996.2	52.1
4	11.57	413.27	204.46	54.29	40.72	343.7	742.2	27.9
5	15.15	-594.63	200.30	36.19	40.72	1503.6	520.3	43.9

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	418.20	5.34
2	4.49	9.05	220.96	2.82
3	8.07	0.00	17.77	0.23
4	11.57	0.00	-179.84	-2.30
5	15.15	9.05	-382.66	-4.88

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-664.67	627.52	31.67	36.19	1405.4	672.4	54.3
2	4.67	-225.27	522.86	31.67	36.19	191.9	250.8	18.7
3	8.84	-846.07	418.20	31.67	36.19	2235.0	801.0	67.2

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	304.98	3.89
2	4.67	0.00	-53.50	-0.68
3	8.84	0.00	-216.74	-2.77

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-1000.00	591.98	31.67	36.19	2523.8	962.6	80.0

2	4.67	-154.81	487.32	31.67	36.19	64.8	179.9	13.1
3	8.84	-594.63	382.66	31.67	36.19	1464.2	577.1	47.8

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-429.24	-5.48
2	4.67	0.00	-16.86	-0.22
3	8.84	0.00	200.30	2.56

Verifica sezioni fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.00	0.00	70.68	36.19	27.14	10.1	9.6	0.7
2	4.08	-390.28	370.33	36.19	27.14	1060.7	409.0	33.9
3	8.07	-657.25	365.69	36.19	27.14	2201.8	650.9	56.4
4	12.13	-148.54	360.98	36.19	27.14	133.3	167.2	12.5
5	16.15	0.00	-72.36	36.19	27.14	136.5	101.2	0.0

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.00	0.00	6.77	-0.10
2	4.08	0.00	-184.48	-2.35
3	8.07	0.00	32.23	0.41
4	12.13	0.00	246.84	3.15
5	16.15	0.00	-5.14	0.12

Verifica sezioni traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	1.00	-834.45	217.32	36.19	40.72	2180.2	718.5	61.1
2	4.49	257.68	213.27	45.24	40.72	234.9	468.3	18.9
3	8.07	678.71	209.10	36.19	40.72	590.2	1938.8	50.8
4	11.57	402.88	205.04	54.29	40.72	336.0	719.1	27.2
5	15.15	-583.01	200.87	36.19	40.72	1469.3	511.0	43.1

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	1.00	9.05	409.98	5.23
2	4.49	9.05	216.78	2.77
3	8.07	0.00	17.77	0.23
4	11.57	0.00	-175.78	-2.24
5	15.15	9.05	-374.44	-4.78

Verifica sezioni piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-648.27	609.60	31.67	36.19	1373.5	655.5	52.9
2	4.67	-211.25	509.79	31.67	36.19	167.3	236.2	17.6
3	8.84	-834.45	409.98	31.67	36.19	2207.3	789.6	66.3

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	304.40	3.88
2	4.67	0.00	-54.07	-0.69
3	8.84	0.00	-217.32	-2.77

Verifica sezioni piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

Base sezione B = 100 cm
Altezza sezione H = 100.00 cm

Verifiche presso-flessione

N°	X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
1	0.50	-983.59	574.06	31.67	36.19	2492.2	945.5	78.7
2	4.67	-140.80	474.25	31.67	36.19	47.4	166.1	12.0

3	8.84	-583.01	374.44	31.67	36.19	1436.4	565.7	46.8
---	------	---------	--------	-------	-------	--------	-------	------

Verifiche taglio

N°	X	A _{sw}	V	τ _c
1	0.50	9.05	-428.67	-5.47
2	4.67	0.00	-16.29	-0.21
3	8.84	0.00	200.87	2.56

11.6.3 VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
w_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
w_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ϵ_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	0.04	0.00	100.00	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-299.75	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-645.24	0.13	100.00	182.63	0.00041
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-287.49	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	0.04	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-886.65	0.19	100.00	138.42	0.00080
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	404.38	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	895.43	0.20	100.00	149.47	0.00092
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	429.73	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-886.85	0.19	100.00	138.42	0.00080

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-760.49	0.07	100.00	149.47	0.00027
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-254.01	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-886.65	0.18	100.00	149.47	0.00072

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 11 - SLE (Rara)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-760.69	0.07	100.00	149.47	0.00027
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-254.21	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-886.85	0.18	100.00	149.47	0.00072

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.10	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-292.14	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-673.00	0.15	0.20	182.63	0.00049
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-278.59	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.10	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-703.77	0.12	0.20	138.42	0.00049
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	337.24	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	698.21	0.14	0.20	149.47	0.00054
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	356.80	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-703.77	0.12	0.20	138.42	0.00049

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-808.22	0.12	0.20	149.47	0.00046
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-215.78	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-703.77	0.10	0.20	149.47	0.00039

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 12 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-808.22	0.12	0.20	149.47	0.00046
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-215.79	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-703.77	0.10	0.20	149.47	0.00039

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.10	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-292.14	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-673.00	0.15	0.20	182.63	0.00049
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-278.59	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.10	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-703.77	0.12	0.20	138.42	0.00049
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	337.24	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	698.21	0.14	0.20	149.47	0.00054
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	356.80	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-703.77	0.12	0.20	138.42	0.00049

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-808.22	0.12	0.20	149.47	0.00046
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-215.78	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-703.77	0.10	0.20	149.47	0.00039

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 13 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-808.22	0.12	0.20	149.47	0.00046
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-215.79	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-703.77	0.10	0.20	149.47	0.00039

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	0.07	0.00	100.00	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-300.61	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-647.29	0.13	100.00	182.63	0.00041
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-270.10	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-850.30	0.18	100.00	138.42	0.00074
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	428.66	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	806.10	0.19	100.00	149.47	0.00075
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	389.88	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-833.04	0.17	100.00	138.42	0.00071

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-777.54	0.07	100.00	149.47	0.00029
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-244.37	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-850.30	0.16	100.00	149.47	0.00063

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 14 - SLE (Rara)]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-760.28	0.07	100.00	149.47	0.00029
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-227.10	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-833.04	0.16	100.00	149.47	0.00063

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 15 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.16	0.00	100.00	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-173.98	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-677.01	0.15	100.00	182.63	0.00047
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-388.39	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.03	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 15 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-594.63	0.00	100.00	0.00	0.00000
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	395.25	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	696.18	0.13	100.00	149.47	0.00052
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	289.19	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-846.07	0.17	100.00	138.42	0.00074

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-1000.00	0.20	100.00	149.47	0.00087
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-154.81	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-594.63	0.03	100.00	149.47	0.00012

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 15 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-664.68	0.02	100.00	149.47	0.00007
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-225.27	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-846.07	0.17	100.00	149.47	0.00069

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 16 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.18	0.00	100.00	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-163.57	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-657.25	0.13	100.00	182.63	0.00041
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-378.31	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.04	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 16 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-583.01	0.00	100.00	0.00	0.00000
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	385.27	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	678.71	0.12	100.00	149.47	0.00048
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	278.80	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-834.45	0.17	100.00	138.42	0.00072

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 16 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-983.59	0.20	100.00	149.47	0.00085
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-140.80	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-583.01	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 16 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-648.27	0.01	100.00	149.47	0.00004
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-211.26	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-834.45	0.17	100.00	149.47	0.00067

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 17 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.03	0.00	100.00	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-400.69	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-677.01	0.15	100.00	182.63	0.00047
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-158.61	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.16	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 17 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-846.07	0.17	100.00	138.42	0.00074
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	267.67	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	696.18	0.13	100.00	149.47	0.00052
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	413.27	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-594.63	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 17 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-664.67	0.02	100.00	149.47	0.00007
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-225.27	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-846.07	0.17	100.00	149.47	0.00069

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 17 - SLE (Rara) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-1000.00	0.20	100.00	149.47	0.00087
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-154.81	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-594.63	0.03	100.00	149.47	0.00012

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 18 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.04	0.00	100.00	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-390.28	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-657.25	0.13	100.00	182.63	0.00041
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-148.54	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.18	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 18 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-834.45	0.17	100.00	138.42	0.00072
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	257.68	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	678.71	0.12	100.00	149.47	0.00048
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	402.88	0.00	100.00	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-583.01	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-648.27	0.01	100.00	149.47	0.00004
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-211.25	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-834.45	0.17	100.00	149.47	0.00067

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 18 - SLE (Rara) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-983.59	0.20	100.00	149.47	0.00085
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-140.80	0.00	100.00	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-583.01	0.00	100.00	0.00	0.00000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.16	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-173.98	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-677.01	0.15	0.20	182.63	0.00047
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-388.39	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.03	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-594.63	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	395.25	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	696.18	0.13	0.20	149.47	0.00052
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	289.19	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-846.07	0.17	0.20	138.42	0.00074

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-1000.00	0.20	0.20	149.47	0.00087
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-154.81	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-594.63	0.03	0.20	149.47	0.00012

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 19 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-664.68	0.02	0.20	149.47	0.00007
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-225.27	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-846.07	0.17	0.20	149.47	0.00069

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.18	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-163.57	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-657.25	0.13	0.20	182.63	0.00041
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-378.31	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.04	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-583.01	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	385.27	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	678.71	0.12	0.20	149.47	0.00048
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	278.80	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-834.45	0.17	0.20	138.42	0.00072

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-983.59	0.20	0.20	149.47	0.00085
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-140.80	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-583.01	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 20 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-648.27	0.01	0.20	149.47	0.00004
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-211.26	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-834.45	0.17	0.20	149.47	0.00067

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 21 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.03	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-400.69	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-677.01	0.15	0.20	182.63	0.00047
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-158.61	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.16	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 21 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-846.07	0.17	0.20	138.42	0.00074
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	267.67	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	696.18	0.13	0.20	149.47	0.00052
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	413.27	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-594.63	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 21 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-664.67	0.02	0.20	149.47	0.00007
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-225.27	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-846.07	0.17	0.20	149.47	0.00069

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 21 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-1000.00	0.20	0.20	149.47	0.00087
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-154.81	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-594.63	0.03	0.20	149.47	0.00012

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.04	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-390.28	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-657.25	0.13	0.20	182.63	0.00041
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-148.54	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.18	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-834.45	0.17	0.20	138.42	0.00072
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	-678.68	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	678.71	0.12	0.20	149.47	0.00048
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	402.88	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-583.01	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-648.27	0.01	0.20	149.47	0.00004
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-211.25	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-834.45	0.17	0.20	149.47	0.00067

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 22 - SLE (Frequente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-983.59	0.20	0.20	149.47	0.00085
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-140.80	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-583.01	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.16	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-173.98	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-677.01	0.15	0.20	182.63	0.00047
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-388.39	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.03	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-594.63	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	395.25	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	696.18	0.13	0.20	149.47	0.00052
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	289.19	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-846.07	0.17	0.20	138.42	0.00074

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-1000.00	0.20	0.20	149.47	0.00087
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-154.81	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-594.63	0.03	0.20	149.47	0.00012

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 23 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-664.68	0.02	0.20	149.47	0.00007
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-225.27	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-846.07	0.17	0.20	149.47	0.00069

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.18	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-163.57	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-657.25	0.13	0.20	182.63	0.00041
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-378.31	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.04	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-583.01	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	385.27	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	678.71	0.12	0.20	149.47	0.00048
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	278.80	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-834.45	0.17	0.20	138.42	0.00072

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-983.59	0.20	0.20	149.47	0.00085
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-140.80	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-583.01	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 24 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-648.27	0.01	0.20	149.47	0.00004
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-211.26	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-834.45	0.17	0.20	149.47	0.00067

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.03	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-400.69	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-677.01	0.15	0.20	182.63	0.00047
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-158.61	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.16	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-846.07	0.17	0.20	138.42	0.00074
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	267.67	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	696.18	0.13	0.20	149.47	0.00052
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	413.27	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-594.63	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-664.67	0.02	0.20	149.47	0.00007
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-225.27	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-846.07	0.17	0.20	149.47	0.00069

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 25 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. positivo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-1000.00	0.20	0.20	149.47	0.00087
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-154.81	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-594.63	0.03	0.20	149.47	0.00012

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	Mp	Mn	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.06	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.04	0.00	0.20	0.00	0.00000
2	4.08	36.19	27.14	589.60	-576.63	-390.28	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	27.14	589.60	-576.63	-657.25	0.13	0.20	182.63	0.00041
4	12.13	36.19	27.14	589.60	-576.63	-148.54	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	16.09	36.19	27.14	589.60	-576.63	-0.18	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	1.00	36.19	40.72	594.94	-601.45	-834.45	0.17	0.20	138.42	0.00072
2	4.49	45.24	40.72	611.50	-604.98	257.68	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.07	36.19	40.72	594.94	-601.45	678.71	0.12	0.20	149.47	0.00048
4	11.57	54.29	40.72	628.02	-608.44	402.88	0.00	0.20	0.00	0.00000
5	15.15	36.19	40.72	594.94	-601.45	-583.01	0.00	0.20	0.00	0.00000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-648.27	0.01	0.20	149.47	0.00004
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-211.25	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-834.45	0.17	0.20	149.47	0.00067

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 26 - SLE (Quasi Permanente) - Sisma Vert. negativo]

N°	X	A _{fl}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.50	31.67	36.19	584.91	-591.40	-983.59	0.20	0.20	149.47	0.00085
2	4.67	31.67	36.19	584.91	-591.40	-140.80	0.00	0.20	0.00	0.00000
3	8.84	31.67	36.19	584.91	-591.40	-583.01	0.00	0.20	0.00	0.00000

11.7 VERIFICA CEDIMENTI FONDAZIONE SCATOLARE

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Inviluppo spostamenti fondazione

X [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
0.00	-1.5705	1.5879	0.6288	1.4833
4.08	-1.5749	1.5847	0.4163	1.0709
8.07	-1.5799	1.5799	0.2625	0.8310
12.13	-1.5848	1.5748	0.4205	1.0609
16.07	-1.5879	1.5705	0.6288	1.4569

La verifica si ritiene soddisfatta in quanto gli spostamenti in fondazione sono di modesta entità e non interferiscono sul comportamento globale della struttura.

11.8 VERIFICA DEFORMABILITA' SOLETTA SUPERIORE

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura.

Inviluppo spostamenti traverso

X [m]	u _{xmin} [cm]	u _{xmax} [cm]	u _{ymin} [cm]	u _{ymax} [cm]
1.00	-2.2008	2.2020	0.6107	1.4224
4.49	-2.2043	2.1988	0.9228	1.8867
8.07	-2.2077	2.1954	1.0902	2.1386
11.66	-2.2111	2.1919	0.9228	1.8707
15.15	-2.2143	2.1885	0.6107	1.3979

La deformata massima verticale è pari a:

$$\delta_z = 2.1386 - \left(\frac{1.3979 + 1.4224}{2} \right) = 0.73 \text{ cm}$$

Avendo considerato il limite di L/250 per una lunghezza di 1315cm corrispondente a 5.26cm si evince che **la verifica risulta soddisfatta.**

11.9 VERIFICA A CAPACITA' PORTANTE

La massima pressione di contatto sulla fondazione è pari a $\sigma_p = 2.97 \text{ kg/cm}^2$ come riportato in Figura 11-21.

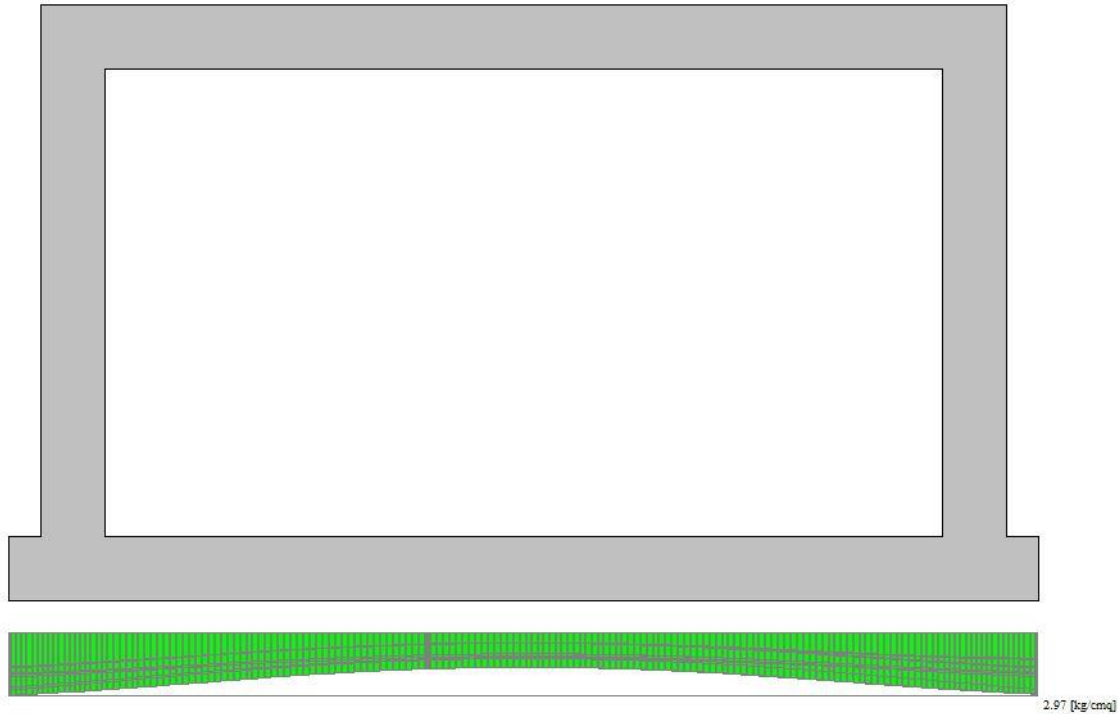


Figura 11-21: pressione massima di contatto fondazione.

La capacità portante del terreno di fondazione al di sotto dello scatolare in esame risulta essere pari a $\sigma_{amm} = 301.84 \text{ kg/cm}^2$

Calcolo del Carico Limite con il metodo di Meyerhof				
Parametri geotecnici del terreno				
Peso dell'unità di volume terreno di fondazione	(g)	t/mc	1,90	
Angolo di attrito interno	(f)	°	30,00	
Coesione	(c')	t/m ²	1,50	
Kp			3,00	
Peso dell'unità di volume terreno di riporto	(g _r)	t/mc	1,90	dati calcolati
Caratteristiche geometriche della fondazione				
Larghezza fondazione	B	m	16,15	
Lunghezza fondazione	L	m	1,00	
Eccentricità larghezza	e _x	m	0,00	
Approfondimento	D	m	9,34	
Inclinazione carico	i	°	0,00	
Larghezza ridotta	B'	m	16,15	
Coefficienti di fondazione				
N _q			18,4011	$e^{(p \cdot \tan f)}$ tg ² (45°+f/2)
N _g			15,6680	(N _q - 1) tg (1,4 f)
N _c			30,1396	(N _q - 1) ctg (f)
Fattori di forma				
s _c			10,6900	1 + 0,2 * Kp (B/L)
s _q = s _g			5,8450	1 + 0,1 * Kp (B/L)
Fattori di profondità				
d _c			1,2003	1 + 0,2 Kp ^{1/2} * D/B
d _q = d _g			1,1002	1 + 0,1 Kp ^{1/2} * D/B
Fattori di inclinazione del carico				
i _q = i _c			1,0000	(1 - i°/90)²
i _g			1,0000	(1 - i°/f)²
Calcolo del carico limite				
			2099,8503	g _r * D * N _q * s _q * d _q * i _q
			1545,8037	0,5 * B' * g * N _g * s _g * d _g * i _g
			580,1097	c' * N _c * s _c * d _c * i _c
Q_{amm} = (g_r * D * N_q * s_q * d_q * i_q) + (c' * N_c * s_c * d_c * i_c) + (0,5 * B' * g * N_g * s_g * d_g * i_g)				
q _d		t/m ²	4225,76	TOTALE
Q _{amm}		t/m ²	3018,40	q _d / Fs con Fs = 1,4
Q _{amm}		Kg/cm ²	301,84	q _d / Fs con Fs = 1,4

Compendio di calcolo	
0,523599	f in rad
0,57735	tg f
1,813799	p * tg f
6,1337	e ^{a * p tg f}
1,5	1 + sen f
0,5	1 - sen f
3	1 + sen f / 1 - sen f = Kp
0,733038	1,4 * f
0,900404	tg 1,4 f
17,4011	N _q - 1
1,732051	ctg f
9,69	0,2 Kp ^{1/2} (B/L)
4,845	0,1 Kp ^{1/2} (B/L)
1,732051	Kp ^{1/2}
0,200339	0,2 Kp ^{1/2} * D/B
0,100169	0,1 Kp ^{1/2} * D/B
1	1 - i°/90
1	1 - i°/f

Figura 11-22: verifica di capacità portante.

La verifica risulta soddisfatta.

11.10 VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

Per la stabilità al sollevamento deve risultare che il valore di progetto dell'azione instabilizzante $V_{inst,d}$, combinazione di azioni permanenti ($G_{inst,d}$), sia non maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti ($G_{stb,d}$) e delle resistenze (R_d):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione:

1. Combinazione 2 \rightarrow (A2+M2) \rightarrow UPL (sollevamento per galleggiamento).

Tab. 6.2.III - Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0
	Sfavorevole		1,5

Nella verifica a sollevamento per galleggiamento si considera, a favore di sicurezza, solo il peso proprio dello scatolare.

Azione stabilizzante:

- $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$
 - Area scatolare: 46 mq
 - Lunghezza unitaria: 1 m
 - Coefficiente parziale: 0.90
- TOT: $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 46 \text{ mq} \cdot 1 \text{ m} \cdot 0.90 = 1035 \text{ kN}$**

Azione instabilizzante:

- $\gamma_{falda} = 10 \text{ kN/m}^3$
 - Lunghezza ciabatta di fondazione: 16.15 m
 - Lunghezza unitaria: 1 m
 - Altezza falda: 4.00 m
 - Coefficiente parziale: 1.50
- TOT: $10 \text{ kN/m}^3 \cdot 16.15 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} \cdot 4.00 \text{ m} \cdot 1.50 = 969 \text{ kN}$**

$$\text{Fattore di sicurezza} = \frac{1035 \text{ kN}}{969 \text{ kN}} = 1.07$$

La verifica risulta soddisfatta.

11.11 INCIDENZA ARMATURA SCATOLARE

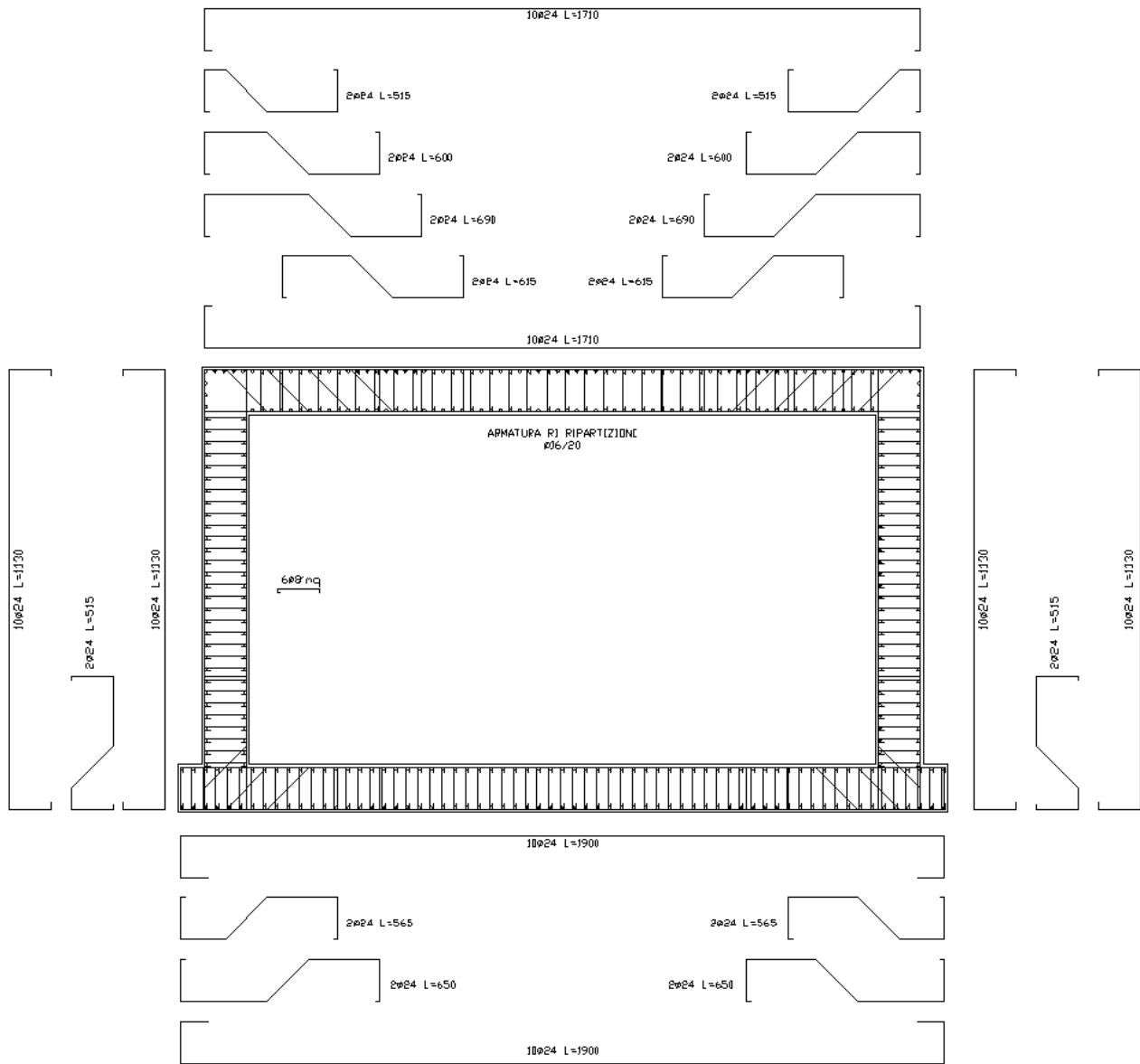


Figura 11-23: armatura tipologica scatolare.

SCATOLARE									
	Lunghezze (cm)				TOT.	Diametro	n°	kg/ml	kg tot.
SOLETTA SUPERIORE									
Sup. Arm. Trasversale SUP (Ø24/10cm)	1710				1710	24	10	3,551	668
Sup. Arm. Trasversale SX (Ø24/50cm)	515				515	24	2	3,551	40
Sup. Arm. Trasversale SX (Ø24/50cm)	600				600	24	2	3,551	47
Sup. Arm. Trasversale SX (Ø24/50cm)	690				690	24	2	3,551	54
Sup. Arm. Trasversale SX (Ø24/50cm)	615				615	24	2	3,551	48
Sup. Arm. Trasversale DX (Ø24/50cm)	515				515	24	2	3,551	40
Sup. Arm. Trasversale DX (Ø24/50cm)	600				600	24	2	3,551	47
Sup. Arm. Trasversale DX (Ø24/50cm)	690				690	24	2	3,551	54
Sup. Arm. Trasversale DX (Ø24/50cm)	615				615	24	2	3,551	48
Sup. Arm. Trasversale INF (Ø24/10cm)	1710				1710	24	10	3,551	668
SOLETTA INFERIORE									
Sup. Arm. Trasversale (Ø24/10cm)	1900				1900	24	10	3,551	742
Sup. Arm. Trasversale SX (Ø24/50cm)	565				565	24	2	3,551	44
Sup. Arm. Trasversale SX (Ø24/50cm)	650				650	24	2	3,551	51
Sup. Arm. Trasversale DX (Ø24/50cm)	565				565	24	2	3,551	44
Sup. Arm. Trasversale DX (Ø24/50cm)	650				650	24	2	3,551	51
Sup. Arm. Trasversale (Ø24/10cm)	1900				1900	24	10	3,551	742
PIEDRITTO SX									
Arm. Verticale Esterna (Ø24/10cm)	1130				1130	24	10	3,551	441
Arm. Verticale Interna (Ø24/10cm)	1130				1130	24	10	3,551	441
Arm. Verticale Aggiuntiva (Ø24/50cm)	515				515	24	2	3,551	40
PIEDRITTO DX									
Arm. Verticale Esterna (Ø24/10cm)	1130				1130	24	10	3,551	441
Arm. Verticale Interna (Ø24/10cm)	1130				1130	24	10	3,551	441
Arm. Verticale Aggiuntiva (Ø24/10cm)	515				515	24	2	3,551	40
Ganci (6Ø8/mq)	100				100	8	276	0,395	120
Ripartitori (Ø16/20cm)	100				100	16	460	1,578	798
								TOT. ACCIAIO (kg)	6152
	mq	L	V mc						
Scatolare	46	1	46,00						
			TOT. CLS (mc)	46			INCIDENZA	134	kg/mc

Figura 11-24: incidenza armatura scatolare.

L'incidenza armatura dello scatolare è pari a 134 kg/mc arrotondata a 135 kg/mc.

12 ANALISI, MODELLAZIONE E VERIFICA MURI DI SOSTEGNO

12.1 PREMESSA

La soluzione costruttiva della galleria artificiale richiede sia i muri di imbocco che di uscita aventi una soletta di fondazione di spessore pari a 1 m e una sezione trasversale con ritii di larghezza pari a 0.80 m e altezza variabile tra 2.00 m e 9.00m. **Essendo le opere di sostegno delle stesse dimensioni a meno dell'altezza del muro frontale che risulta variabile in funzione della conformazione del terreno, si analizza la singola opera con altezza del muro frontale massima (H=9.00m) e altezza del rinterro della mensola a valle minima.**

12.2 CRITERI DI MODELLAZIONE

Il dimensionamento del muro di sostegno è stato effettuato utilizzando un modello di calcolo semplificato riferito ad una striscia di larghezza unitaria (1.00 m) realizzato con il programma "PRO_MST" della "2S.i.". La geometria dei muri in oggetto assunta nel calcolo viene riportata del seguito.

Mensola in elevazione:

Altezza paramento	$H_m = 9.000$ m
Spessore in sommità	$L_{m1} = 0.800$ m
Spessore alla base	$L_{mb} = 0.800$ m
Inclinazione paramento esterno	$\beta_e = 0.00^\circ$
Inclinazione paramento interno	$\beta_i = 0.00^\circ$

Soletta di fondazione:

Estensione	$E_f = 1.000$ m
Lunghezza totale	$L_{f1} = 5.000$ m
Lunghezza mensola a valle	$L_{f2} = 1.000$ m
Altezza bordo libero mensola a valle	$H_{f1} = 1.000$ m
Lunghezza mensola a monte	$L_{f3} = 3.200$ m
Altezza bordo libero mensola a monte	$H_{f2} = 1.000$ m
Altezza rinterro mensola a valle	$H_{tv} = 1.700$ m
Inclinazione piano di fondazione	$\psi_f = 0.00^\circ$
Angolo di inclinazione terrapieno	$\alpha = 0.00^\circ$

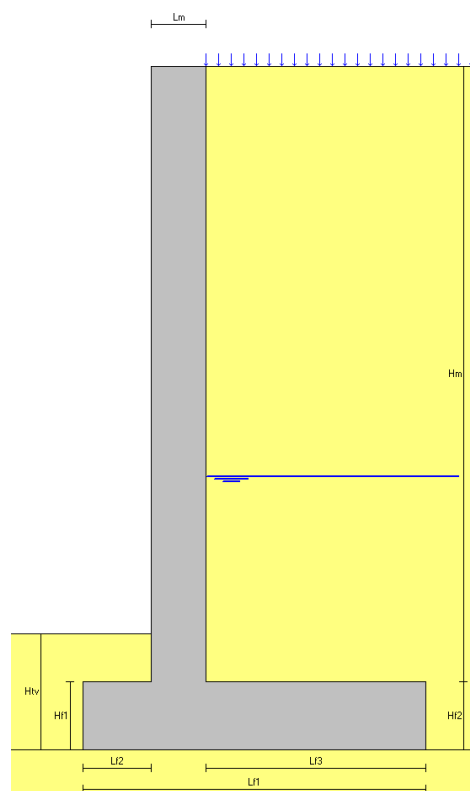


Figura 12-1: geometria muri di sostegno.

Il programma di calcolo permette di modellare il terreno di fondazione e del terreno di rinfiacco assegnando le relative caratteristiche e di considerare la presenza della falda calcolando automaticamente le spinte del terreno e quella idrostatica.

Caratteristiche geotecniche dei terreni:

Terreno a valle del muro

Peso specifico	$\gamma_{tv} =$	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_v =$	30.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_v =$	20.00 °

Terreno di fondazione del muro

Peso specifico	$\gamma_{tf} =$	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito	$\varphi_f =$	30.00 °
Coesione	$c'_f =$	15.00 kN/m ²

Terreno a monte del muro

Peso specifico	$\gamma_{tm} =$	19.00 kN/m ³
Peso specifico saturo	$\gamma_{ts} =$	11.97 kN/m ³
Altezza falda dal piano di fondazione	$H_w =$	4.00 m
Angolo di attrito	$\varphi_m =$	30.00 °
Angolo di attrito terra-muro	$\delta_m =$	20.00 °

In condizioni statiche la spinta del terreno a tergo dei piedritti è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta attiva (k_a).

L'analisi sismica della struttura è condotta con il metodo pseudo-statico in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico K. L'azione sismica comporta due contributi: l'azione inerziale agente sulle masse considerate attive e la spinta del terreno in condizione sismica.

Per quanto attiene alle forze inerziali originate dalle masse proprie degli elementi strutturali e dai carichi permanenti portati sono rappresentate da un insieme di forze orizzontali applicate staticamente alla struttura di intensità pari al prodotto del peso degli elementi per il coefficiente sismico $K_h = a_g \cdot S/g$, nel rispetto dei principi dell'analisi statica lineare.

L'opera è assoggettata alla spinta idrostatica esercitata dalla falda.

13 ANALISI DEI CARCHI

Il modello di calcolo realizzato è soggetto ad azioni esterne definite con gli usuali criteri di determinazione dei carichi e delle spinte delle terre. Si elencano di seguito i casi di carico elementari che costituiscono l'input nel programma di calcolo.

13.1 PESO PROPRIO G_1

Viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo, partendo dai volumi strutturali teorici e moltiplicandoli per la densità del materiale avendo assunto $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

13.2 SPINTA DEL TERRENO LATERALE P_{TER}

La spinta del terreno è valutata in base alle caratteristiche geotecniche del terreno ed è calcolata con riferimento al valore del coefficiente di spinta a attiva (K_a).

13.3 SPINTA IDROSTATICA P_{IDR}

La distribuzione delle pressioni orizzontali sui piedritti viene determinata con la seguente formula:

$$p_{h,w} = \gamma_w \cdot z$$

la distribuzione delle pressioni è un diagramma triangolare a partire dalla sommità del piedritto.

La sottospinta, applicata alla soletta di fondazione, dovuta alla pressione dell'acqua, vale:

$$p_{v,w} = \gamma_w \cdot z$$

13.4 CARICO VARIABILE A MONTE Q_1

Il carico variabile considerato per i mezzi di costipamento del terreno a monte del muro viene schematizzato con un carico uniformemente distribuito pari a $Q_1 = 10 \text{ kN/m}^2$.

13.5 AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita dalle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

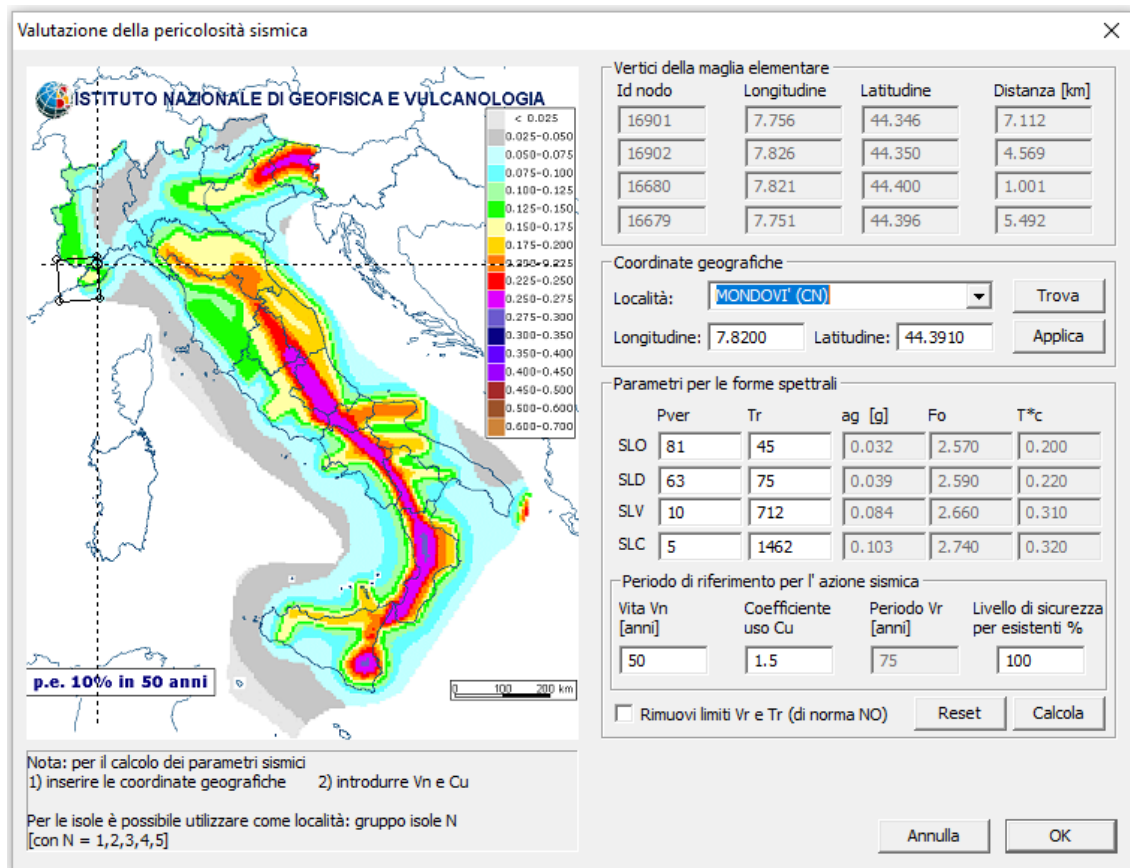
In base alle grandezze sopra definite, e dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso dalla seguente indagine si ritiene di inserire il sito oggetto di studio nella **categoria di suolo B**, secondo la Tab. 3.2.II delle NTC 2018. Infine, occorre considerare che il sito corrisponde ad una **categoria topografica T1** secondo Tab. 3.2.III delle NTC 2018.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$</i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$</i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$</i>



Parametri per la determinazione dei carichi derivanti da sisma

Coefficienti di riduzione dell'accelerazione orizzontale massima

verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza $\beta_{m1} = 0.38000$

verifica a ribaltamento $\beta_{m2} = 0.57000$

verifica di stabilità globale $\beta_s = 0.38000$

Categoria topografica $C_T = T1$

Coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.00000$

Coefficienti sismici per la verifica a scorrimento, carico limite e di resistenza

orizzontale $k_{h1} = 0.03849$

verticale $k_{v1} = 0.01924$

Coefficienti sismici per la verifica a ribaltamento

orizzontale $k_{h2} = 0.05773$

verticale $k_{v2} = 0.02886$

Coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

orizzontale $k_h = 0.03849$

verticale $k_v = 0.01924$

Caratteristiche struttura: il muro è libero di traslare o di ruotare intorno al piede.

13.6 COEFFICIENTI E COMBINAZIONI DI CARICO

Coefficienti parziali per le azioni

Tipo CMB	γ_{G1max}	γ_{G1min}	γ_{G2max}	γ_{G2min}	γ_Q/ψ_{2i}
DA2 (A1)	1.30	1.00	1.50	0.80	1.50
DA1-C2 (A2)	1.00	1.00	1.30	0.80	1.30
SIS	1.00	-	1.00	-	0.60

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tipo CMB	γ_ϕ	$\gamma_{c'}$	γ_γ
DA2 (M1)	1.00	1.00	1.00
DA1-C2 (M2)	1.25	1.25	1.00
SIS	1.00	1.00	1.00

Coefficienti per la determinazione delle masse sismiche

Carichi permanenti strutturali G1	$\gamma_{G1} = 1.00$
Carichi permanenti non strutturali G2	$\gamma_{G2} = 1.00$
Carichi variabili Q	$\psi_{Ei} = 0.60$

Coefficienti parziali per le verifiche

Verifica	DA2 (R3)	DA1-C2 (R2)	SIS
Capacità portante fondazione	1.40	-	(R3) 1.20
Scorrimento	1.10	-	(R3) 1.00
Ribaltamento	1.15	-	(R3) 1.00
Stabilità globale	-	1.10	(R2) 1.20

Combinazioni per le verifiche locali e di resistenza

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_E^1
1	DA2	1.30	1.50	1.50	0.00
2	DA2	1.30	1.50	0.00	0.00
3	DA2	1.00	1.50	1.50	0.00
4	DA2	1.00	1.50	0.00	0.00
5	SIS ²	1.00	1.00	0.60	+1.00
6	SIS ²	1.00	1.00	0.60	-1.00
7	SIS ²	1.00	1.00	0.60	+1.00
8	SIS ²	1.00	1.00	0.60	-1.00

¹ Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo \Downarrow e negativo \Uparrow .

² Per le combinazioni 3 e 4 viene utilizzato il coefficiente β_{m1} mentre per le 5 e 6 il coefficiente β_{m2} .

14 VERIFICHE DI SICUREZZA OPERA DI SOSTEGNO

14.1 VERIFICHE DI STABILITÀ DELL'OPERA

Coefficienti di spinta del terreno di monte

Terreno in condizioni statiche (Coulomb)

Spinta attiva strato non immerso	$K_{AS} =$	0.2973
Spinta attiva strato immerso	$K_{AS} =$	0.3333

Terreno in condizioni dinamiche (Mononobe-Okabe)

Componente verticale dell'azione sismica agente verso l'alto

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3223
Spinta attiva strato immerso (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3777
Spinta attiva strato non immerso (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.4047
Spinta attiva strato immerso (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.4870

Componente verticale dell'azione sismica agente verso il basso

Spinta attiva strato non immerso (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3214
Spinta attiva strato immerso (coefficiente β_{m1})	$K_{AD} =$	0.3759
Spinta attiva strato non immerso (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.4020
Spinta attiva strato immerso (coefficiente β_{m2})	$K_{AD} =$	0.4821

Valori della spinta attiva del terreno di monte per metro di estensione del muro

Altezza di calcolo del terreno non immerso	$H_{td} =$	5.700 m
Altezza di calcolo del terreno immerso	$H_{tw} =$	4.000 m

Le spinte sono espresse in chilonewton e le coordinate in metri.

CMB	$S_{S,X}$	$S_{S,Y}$	Y_S	X_S	$S_{D,X}$	$S_{D,Y}$	Y_D	X_D	$S_{T,X}$	$S_{T,Y}$	Y_T	X_T
1	489.21	49.50	2.932	1.800	-	-	-	-	489.21	49.50	2.932	1.800
2	445.32	40.80	2.764	1.800	-	-	-	-	445.32	40.80	2.764	1.800
3	386.44	40.08	2.977	1.800	-	-	-	-	386.44	40.08	2.977	1.800
4	342.55	31.39	2.764	1.800	-	-	-	-	342.55	31.39	2.764	1.800
5	360.11	34.86	2.855	1.800	37.28	3.54	2.526	1.800	397.39	38.41	2.825	1.800
6	360.11	34.86	2.855	1.800	26.57	2.21	2.376	1.800	386.68	37.07	2.822	1.800
7	360.11	34.86	2.855	1.800	57.33	5.41	2.517	1.800	417.44	40.27	2.809	1.800
8	360.11	34.86	2.855	1.800	41.43	3.41	2.368	1.800	401.54	38.28	2.805	1.800

Legenda

$S_{S,X}$, $S_{D,X}$, $S_{T,X}$	componente orizzontale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
$S_{S,Y}$, $S_{D,Y}$, $S_{T,Y}$	componente verticale della spinta statica, dinamica, totale del terreno
Y_S , Y_D , Y_T	ordinata del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale
X_S , X_D , X_T	ascissa del punto di applicazione della spinta statica, dinamica, totale

(le coordinate del punto di applicazione sono riferite al piede di valle della fondazione)

Forze d'inerzia per metro di estensione del muro

Combinazioni 5 e 6 (β_1)

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I1,X} =$	33.70 kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I1,Y} =$	± 16.85 kN

Combinazioni 7 e 8 (β_2)

Componente orizzontale forza d'inerzia	$F_{I2,X} =$	50.55 kN
Componente verticale forza d'inerzia	$F_{I2,Y} =$	± 25.28 kN
Ordinata del punto di applicazione della forza	$Y_I =$	4.660 m
Ascissa del punto di applicazione della forza	$X_I =$	2.874 m

14.2 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Nell'eseguire la verifica si considerano positive le forze verticali dirette verso il basso, le forze orizzontali dirette verso monte e i momenti aventi senso orario: se il momento ribaltante risulta positivo (quindi stabilizzante) viene posto pari a zero. Vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 4, la 7 e la 8.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 8)

Il centro di rotazione coincide con il piede di valle della soletta di fondazione.

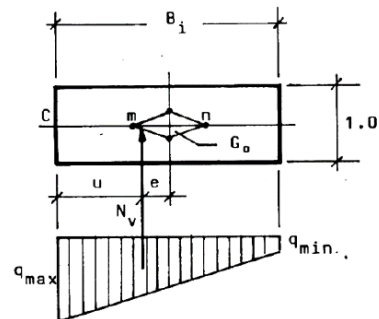
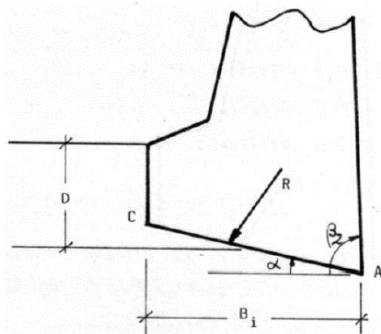
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN·m]
Peso del muro (P_M)	299.00	1.860	556.09997
Peso del terreno a monte (P_{TM})	557.47	3.400	1895.40499
Peso del terreno a valle (P_{TV})	22.80	0.500	11.40000
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	19.20	3.400	65.28000
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{i,y}$)	-25.28	2.874	-72.64650
Momento stabilizzante (M_{STAB})			2455.53848
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,x}$)	-401.54	2.805	-1126.33845
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,y}$)	38.28	1.800	68.90206
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{i,x}$)	-50.55	4.660	-235.58620
Sottospinta idrostatica (S_w)	-200.00	2.500	-500.00000
Momento ribaltante (M_{RIB})			-1793.02261

Coefficiente di sicurezza al ribaltamento

$$C_{RIB} = (M_{STAB} / R) / |M_{RIB}| = 1.36950$$

14.3 VERIFICA A SCHIACCIAMENTO

La capacità portante limite del terreno sul quale è appoggiata la fondazione del muro viene calcolata con la formula generalizzata di J. BRINCH-HANSEN.



Indicando con:

- D = profondità media del piano di fondazione;
- C_i = coesione dello strato di fondazione;
- γ_i = peso specifico dello strato di fondazione;
- ϕ_i = angolo d'attrito dello strato di fondazione;
- q_i = carico totale (terra + eventuale sovraccarico permanente) agente sul terreno antistante il muro;
- B_i = larghezza della fondazione;
- α = inclinazione del paramento interno del muro.

La **portanza unitaria limite** è fornita dalla seguente equazione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma_i \bar{B} (N_\gamma S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma) + C_i (N_c S_c d_c i_c b_c g_c) + q_i (N_q S_q d_q i_q b_q g_q)$$

nella quale i termini entro parentesi sono calcolabili come segue:

- a) Larghezza ridotta per l'eccentricità del carico:

$$\bar{B} = Bi - 2e$$

- b) Fattori di capacità portante:

$$N_q = e^{\pi \tan g \varphi_i} \tan g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_i}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) c t g \varphi_i$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan g \varphi_i$$

- c) Fattori di forma

Per fondazioni rettangolari con $L > B$ si assume:

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{\bar{B}}{L}$$

$$S_q = 1 + \frac{\bar{B}}{L} \tan g \varphi_i$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q \bar{B}}{N_c L}$$

- d) Fattori di profondità

Per $D \leq B$ si assume:

$$d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2$$

Per $D > B$:

$$d_q = 1 + 2 \tan g \varphi_i (1 - \sin \varphi_i)^2 \tan g^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$$

In entrambi i casi:

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan g \varphi_i}$$

- e) Fattori per l'inclinazione della risultante:

Posto:

$$F_h = (S_{ah} - S_{ph}) \cos \alpha \quad F_v = N_v$$

(S_{ah} , S_{ph} sono rispettivamente la componente orizzontale della spinta attiva e passiva), si assume secondo VESIC:

$$m = \frac{2 + \bar{B}/L}{1 + \bar{B}/L}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B}LC_i ct g\varphi_i} \right]^{m+1} \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_q = \left[1 - \frac{F_h}{F_v + \bar{B}LC_i ct g\varphi_i} \right]^m \quad (\text{per } F_v \text{ vedi figura precedente})$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan g\varphi_i}$$

f) Fattori per l'inclinazione della fondazione ($\alpha > 0$):

$$b_q = (1 - \alpha \tan g\varphi_i)^2 \quad \alpha \text{ in radianti}$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_q \tan g\varphi_i}$$

g) Fattori per l'inclinazione del piano di campagna ($\omega > 0$):

$$g_q = (1 - \tan g\omega)^2$$

$$g_\gamma = g_q \quad (\omega \text{ in radianti})$$

$$g_c = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 6.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Descrizione carico (componente ortogonale al piano di fondazione)	Forza [kN]
Peso del muro (P_M)	299.00
Peso del terreno a monte (P_{TM})	557.47
Peso del terreno a valle (P_{TV})	22.80
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	19.20
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,Y}$)	-16.85
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,Y}$)	37.07
Carico totale ortogonale al piano di fondazione (N_{TOT})	918.69

Momento rispetto al piede di valle ($M_{TOT} = M_{STAB} + M_{RIB}$) 798.04367 kN·m

Distanza carico dal piede di valle ($d_N = M_{TOT} / N_{TOT}$) 0.869 m

Eccentricità del carico ($e_N = |L_{f1} / 2 - d_N|$) 1.631 m
(Il punto di applicazione del carico è **esterno** al terzo medio)

Compressione all'estremo di valle (σ_v) 705.05 kN/m²

Compressione all'estremo di monte (σ_m) 0.00 kN/m²

Ampiezza della zona compressa (B_{comp}) 2.606 m

Compressione limite (σ_L) 1394.59 kN/m²

Coefficiente di sicurezza allo schiacciamento

$$C_{SCH} = (\sigma_L / R) / \sigma_{max} = 1.64832$$

14.4 VERIFICA A SCORRIMENTO

Nell'eseguire la verifica vengono prese in considerazione le combinazioni di carico dalla 1 alla 6. Il coefficiente di attrito per il terreno di fondazione è $f_t = \tan(\varphi_i) / \gamma_\phi = 0.57735$.

Dettaglio condizioni più gravose (Combinazione 6)

Descrizione carico	Forza ortogonale [kN]	Forza tangenziale [kN]
Peso del muro (P_M)	299.00	0.00
Peso del terreno a monte (P_{TM})	557.47	0.00
Peso del terreno a valle (P_{TV})	22.80	0.00
Peso dei sovraccarichi uniformi a monte (P_{SM})	19.20	0.00
Componente orizzontale forza d'inerzia ($F_{I,x}$)	0.00	33.70
Componente verticale forza d'inerzia ($F_{I,y}$)	-16.85	0.00
Sottospinta idrostatica (S_W)	-200.00	-
Componente orizzontale spinta totale terreno ($S_{T,x}$)	0.00	386.68
Componente verticale spinta totale terreno ($S_{T,y}$)	37.07	0.00
Carico totale (Σ_{\perp}, Σ_{\parallel})	718.69	420.38

Risultante forza di coesione ($F_c = \frac{2}{3} \cdot (c'_f / \gamma_{c'}) \cdot B \cdot \gamma_G$) **50.00**

(dove B = 5.000 m è la distanza tra i piedi di valle e di monte della fondazione)

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$C_{SCO} = [(\Sigma_{\perp} \cdot f_t + F_c) / R] / \Sigma_{\parallel} = 1.10599$$

14.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Parametri di ricerca della superficie di rottura circolare

Metodo di ricerca	Bishop
Numero di punti di generazione delle superfici	$N_{pg} = 20$
Numero delle superfici generate per punto	$N_{sp} = 100$
Lunghezza dei segmenti generati	$L_s = 2.000$ m
Distanza della zona di generazione delle superfici	$D_{zg} = 9.000$ m
Lunghezza della zona di generazione delle superfici	$L_{zg} = 29.000$ m
Distanza della zona di arrivo della superfici	$D_{za} = 10.000$ m
Lunghezza della zona di arrivo della superfici	$L_{za} = 59.000$ m

Combinazioni

CMB	Tipo	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	γ_{E^*}	γ_ϕ	$\gamma_{c'}$	γ_γ	R2
1	DA1-C2	1.00	1.30	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
2	DA1-C2	1.00	1.30	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
3	DA1-C2	1.00	0.80	1.30	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
4	DA1-C2	1.00	0.80	0.00	0.00	1.25	1.25	1.00	1.10
5	SIS	1.00	1.00	0.60	+1.00	1.00	1.00	1.00	1.20
6	SIS	1.00	1.00	0.60	-1.00	1.00	1.00	1.00	1.20

* Il segno di γ_E indica la direzione della componente verticale dell'azione sismica: positivo ↓ e negativo ↑.

Caratteristiche geometriche superficie di rottura (Combinazione 1)

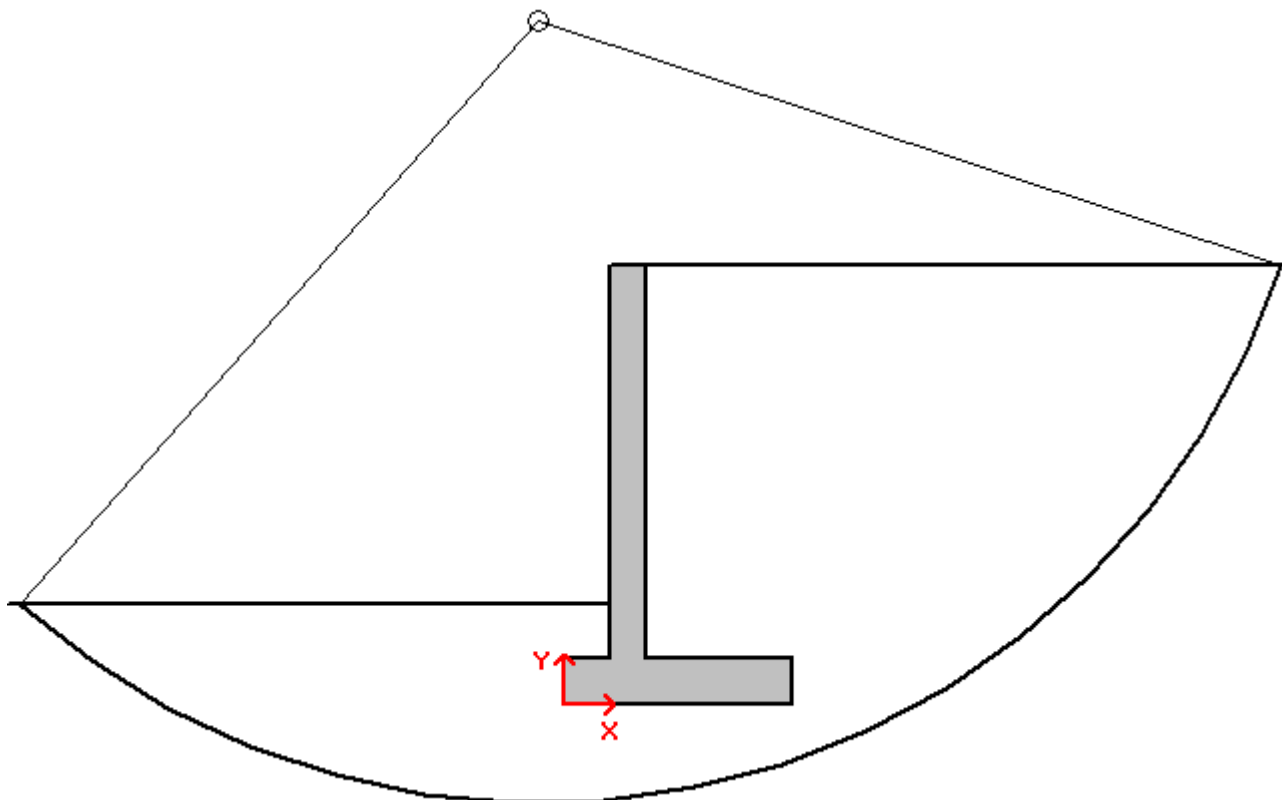
Il sistema di riferimento coincide con il piede di valle della fondazione: l'asse delle ascisse è orizzontale diretto

verso monte e l'asse delle ordinate è verticale diretto verso l'alto.

Ascissa centro	$X_{CS} = -0.575$ m
Ordinata centro	$Y_{CS} = 15.068$ m
Raggio	$R_s = 17.242$ m

Coefficiente di sicurezza alla stabilità globale

$$C_{SG} = 1.49636$$



14.6 VERIFICA DELLE ARMATURE

La verifica viene effettuata considerando lo stato limite ultimo, pertanto, si eseguono i seguenti controlli:

- Verifica N/M: si visualizza il valore del rapporto S_d/S_u ottenuto con incremento proporzionale delle sollecitazioni (S_d = sollecitazione di progetto derivante da N e M, S_u = sollecitazione ultima);
- Verifica (25): si visualizza il valore del rapporto N_d/N_u , dove N_u viene ottenuto con riduzione del 25% di f_{cd} (N_d = sollecitazione normale di progetto, N_u = sollecitazione normale ultima).

Entrambi i valori dei rapporti devono essere minori o uguali a 1 affinché la verifica sia superata.

Si riporta inoltre il valore del rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile della sezione (rapporto x/d) alla rottura della sezione (per sola flessione).

Le sollecitazioni riportate si riferiscono ad un tratto di muro di estensione 1 m.

Mensola in elevazione

Le quote delle sezioni sono riferite allo spiccato di fondazione.

Sezione 1 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
5.800	100.0	80.0	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34

Condizioni più gravose (Combinazione 5)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
59.12	38.96	44.37389

Rapporto $x/d = 0.10082$

Verifica N/M	$S_d/S_u = 0.04956$
Verifica (25)	$N_d/N_u = 0.00507$

Sezione 2 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_r [cm ²]	A_r' [cm ²]
2.900	100.0	80.0	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
150.80	141.27	294.93635

Rapporto x/d = 0.10082

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.49633$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.01292$**

Sezione 3 (verificata)

Caratteristiche

Quota [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
0.000	100.0	80.0	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Sforzo normale (N) [kN]	Sforzo di taglio (T) [kN]	Momento flettente (M) [kN•m]
226.20	373.62	1004.57222

Rapporto x/d = 0.13566

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.96432$**
Verifica (25) **$N_d/N_u = 0.01830$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a valle (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
1.400	100.0	100.0	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di valle	$\sigma_v =$	749.11 kN/m ²	
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	432.46 kN/m ²	
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	1.400 m	
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Forza di compressione terreno	-827.10	0.763	-630.68768
Peso della mensola	32.50	0.900	29.24999
Peso del terreno	29.64	0.900	26.67599
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]		
764.96	574.76170		

Rapporto x/d = 0.11895

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.46507$**

Sezione d'incastro mensola di fondazione a monte (verificata)

Caratteristiche

L_{mensola} [m]	B [cm]	H [cm]	A_f [cm ²]	A_f' [cm ²]
3.600	100.0	100.0	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34	(1 Ø 30 / 20 cm) 35.34

Condizioni più gravose (Combinazione 1)

Compressione terreno estremo di monte	$\sigma_m =$	0.00 kN/m ²	
Compressione terreno all'incastro	$\sigma_i =$	432.46 kN/m ²	
Lunghezza zona compressa	$L_c =$	1.912 m	
Descrizione carico	Forza [kN]	Braccio [m]	Momento [kN•m]
Forza di compressione terreno	-413.45	0.637	-263.51681
Peso della mensola	104.00	2.000	207.99998
Peso del terreno	584.00	2.000	1168.01472
Peso dei sovraccarichi	48.00	2.000	96.00000
Sforzo di taglio [kN]	Momento flettente [kN•m]		
-463.26	-1208.49789		

Rapporto x/d = 0.11895

Verifica N/M **$S_d/S_u = 0.98897$**

14.7 VERIFICA SLE: FESSURAZIONE

PARAMENTO VERTICALE:

Momento flettente (M): 647.0 kNm

Il paramento verticale del muro viene armato con $\phi 30/20$ cm lato monte e con $\phi 30/20$ cm lato valle. Essendo il momento sollecitante tendere le fibre lato monte si effettuano le verifiche di fessurazione con la classe di esposizione XC2 come riportato al § 4.1.

Lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali.

- $w_1 = 0.2$ mm
- $w_2 = 0.3$ mm
- $w_3 = 0.4$ mm

lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione. Tale verifica viene effettuata per le combinazioni quasi permanenti e frequenti secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018. Per l'opera in esame si considerano:

- condizioni ambientali: **ordinarie**;
- classe di esposizione: **XC2**;
- sensibilità armatura alla corrosione: **poco sensibili**.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto dalla Tab.4.1.IV (NTC 2018) si ottiene:

- combinazione frequente \rightarrow aperture fessure $< w_3 = 0.4$ mm;
- combinazione quasi permanente \rightarrow aperture fessure $< w_2 = 0.3$ mm.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	647 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	203,91 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	261,42 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03534 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001100 [-]
		0,001100 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	30,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	266,70 [mm]
		266,70 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,2933 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Figura 14-1: verifica fessurazione combinazione quasi permanente paramento verticale.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	647 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	203,91 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	261,42 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03534 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001100 [-]
		0,001100 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	30,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	266,70 [mm]
		266,70 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,2933 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,4 [mm]

Figura 14-2: verifica fessurazione combinazione frequente paramento verticale.

Le verifiche risultano soddisfatte.

MENSOLA DI FONDAZIONE:

Momento flettente (M): 805.66 kNm

La mensola di fondazione viene armata con $\phi 30/20$ cm superiormente e con $\phi 30/20$ cm inferiormente. Si effettuano le verifiche di fessurazione con la classe di esposizione XC2 come riportato al § 4.1.

Lo stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali.

- $w_1 = 0.2$ mm
- $w_2 = 0.3$ mm
- $w_3 = 0.4$ mm

lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione. Tale verifica viene effettuata per le combinazioni quasi permanenti e frequenti secondo le indicazioni contenute nelle NTC 2018. Per l'opera in esame si considerano:

- condizioni ambientali: **ordinarie**;
- classe di esposizione: **XC2**;
- sensibilità armatura alla corrosione: **poco sensibili**.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Pertanto dalla Tab.4.1.IV (NTC 2018) si ottiene:

- combinazione frequente \rightarrow aperture fessure $< w_3 = 0.4$ mm;
- combinazione quasi permanente \rightarrow aperture fessure $< w_2 = 0.3$ mm.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	805,66 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	236,41 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	255,63 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03534 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001071 [-]
		0,001071 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	30,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	266,70 [mm]
		266,70 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,2854 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,3 [mm]

Figura 14-3: verifica fessurazione combinazione quasi permanente mensola di fondazione.

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente		
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	M_{Ed,freq.}	805,66 [kNm]
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	236,41 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s	255,63 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	3,0 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k_1	0,4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	100 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	100000 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,03534 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_e	6,00 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0,001071 [-]
		0,001071 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	ϕ_{eq}	30,00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k_1	0,8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k_2	0,5 [-]
	k_3	3,4 [-]
	k_4	0,425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	266,70 [mm]
		266,70 [mm]
Ampiezza delle fessure	w_k	0,2854 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0,4 [mm]

Figura 14-4: verifica fessurazione combinazione frequente mensola di fondazione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

14.8 VERIFICA SLE: TENSIONI

PARAMENTO VERTICALE:

Momento flettente (M): 647.0 kNm

La tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio secondo le seguenti limitazioni:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ (C32/40 = 19.2MPa) per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ (C32/40 = 14.4MPa) per combinazione quasi permanente.

Per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica la tensione massima deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ (B450C = 360MPa) per combinazione caratteristica (rara).

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	647,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	800 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	760 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	3534 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3535 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	203,91 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	20644699398 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	6,39 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	261,42 [MPa]

Figura 14-5: verifica tensioni combinazione rara paramento verticale.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	647,0 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	800 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	40 [-]
Altezza utile della sezione	d'	760 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3534 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3535 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	203,91 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	20644699398 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	6,39 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	261,42 [MPa]

Figura 14-6: verifica tensioni combinazione quasi permanente paramento verticale.

Le verifiche risultano soddisfatte.

MENSOLA DI FONDAZIONE:

Momento flettente (M): 805.66 kNm

La tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio secondo le seguenti limitazioni:

- $\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ (C32/40 = 19.2MPa) per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ (C32/40 = 14.4MPa) per combinazione quasi permanente.

Per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica la tensione massima deve rispettare la limitazione seguente:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ (B450C = 360MPa) per combinazione caratteristica (rara).

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	805,7 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	1000 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	40 [mm]
Altezza utile della sezione	d	960 [mm]
Area dell'armatura tesa	A_s	3534 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3535 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	236,41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	34207234588 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19,2 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5,57 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	255,43 [MPa]

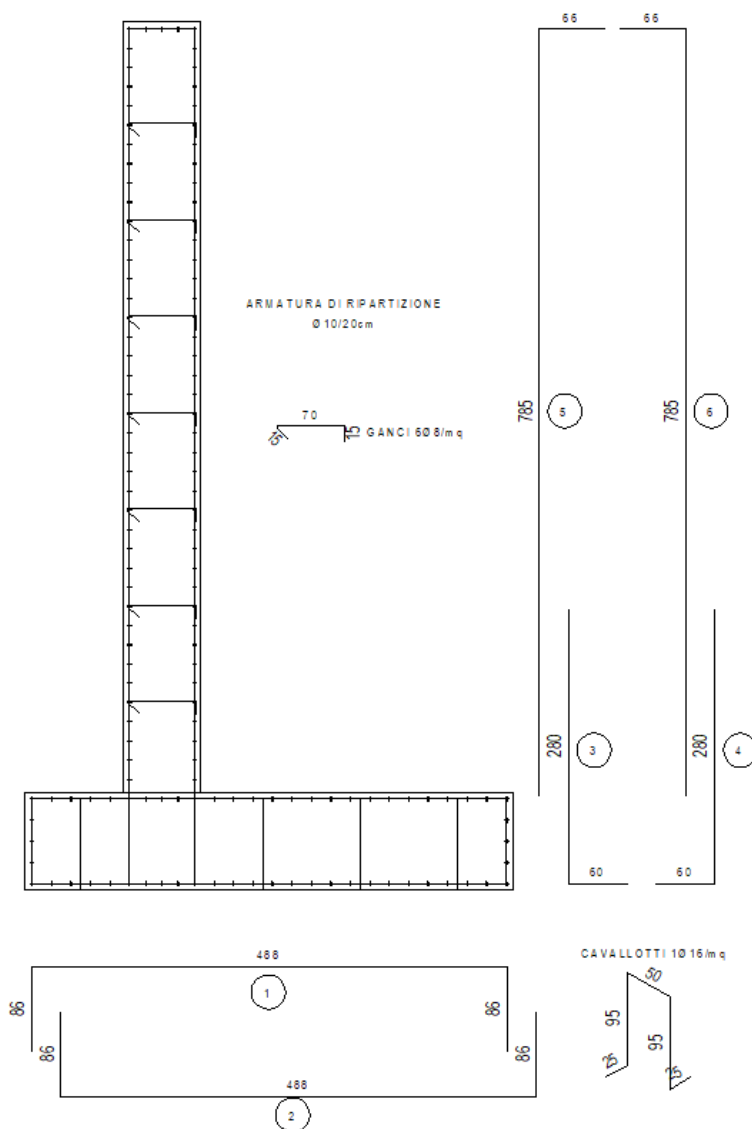
Figura 14-7: verifica tensioni combinazione rara mensola di fondazione.

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS		
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	M_{Ed}	805,7 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	1000 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [-]
Copriferro	d'	40 [-]
Altezza utile della sezione	d'	960 [-]
Area dell'armatura tesa	A_s	3534 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	3535 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	236,41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	34207234588 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14,4 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5,57 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	255,43 [MPa]

Figura 14-8: verifica tensioni combinazione quasi permanente mensola di fondazione.

Le verifiche risultano soddisfatte.

14.9 INCIDENZA ARMATURA MURI



MURI (H=media)										
	Lunghezze (cm)					TOT.	Diametro	n°	kg/ml	kg tot.
FONDAZIONE										
Pos. 1 (Ø30/20cm)	86	488	86			660	30	5	5,549	201
Pos. 2 (Ø30/20cm)	86	488	86			660	30	5	5,549	201
Cavallotti (Ø16/mq)	25	95	50	95	25	290	16	4	1,578	20
ELEVAZIONE										
Pos. 3 (Ø30/20cm)	60	280				340	30	5	5,549	104
Pos. 4 (Ø30/20cm)	60	280				340	30	5	5,549	104
Pos. 5 (Ø30/20cm)	785	66				851	30	5	5,549	260
Pos. 6 (Ø30/20cm)	785	66				851	30	5	5,549	260
Ganci (6Ø8/mq)	100					100	8	38	0,395	16
Ripartitori (Ø10/20cm)	100					100	10	141	0,617	96
TOT. ACCIAIO (kg)									1262	
	mq	L	V mc							
Fondazione	5	1	5,00							
Elevazione	7,9	1	7,90							
TOT. CLS (mc)			13	INCIDENZA		98	kg/mc			

Figura 14-9: incidenza armatura muri.

L'incidenza armatura dei muri è pari a 98 kg/mc arrotondata a 100 kg/mc.