

Anas SpA

Direzione Centrale Progettazione



Regione Lombardia

Provincia di Milano

Legge n. 345/97

Accordo di programma quadro in materia di trasporti

Realizzazione di un sistema integrato di accessibilità ferroviaria e stradale
all'aeroporto di Malpensa 2000

(CONVENZIONE DEL 29.10.1999)

Collegamento tra la S.S.n.11 "Padana Superiore" a Magenta
e la Tangenziale ovest di Milano
Variante di Abbiategrasso sulla S.S.n.494 e adeguamento in sede
del tratto Abbiategrasso Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino

PROGETTO DEFINITIVO - 1° STRALCIO FUNZIONALE

F - SISTEMA SMALTIMENTO ACQUE

Vasche di laminazione e 1^a pioggia: relazione di calcolo

Revisioni	Controllato	Approvato	Data : Dicembre 2008	Scala : -
			Agg.to : Novembre 2014	All.to n. F.4.2.4

Progettazione :



Società Esercizi Aeroportuali s.p.a.
20090 Aeroporto Milano Linate tel. 02/74851

Progettazione redatta da :



Il Progettista :

Il Direttore Tecnico
Dott. Ing. Alberto RINALDI
.....
.....

Visto

La Direzione Centrale Progettazione :
Dott. Ing. Nicola DINNELLA

.....

Visto

Il Responsabile del Procedimento :
Dott. Ing. Domenico PETRUZZELLI

.....



INDICE

1.	INTRODUZIONE.....	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	7
3.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO.....	8
4.	MATERIALI	9
5.	ANALISI DEI CARICHI.....	10
5.1.	Peso proprio	10
5.2.	Carichi permanenti sulla soletta superiore	10
5.3.	Carichi permanenti sulla soletta di fondazione	10
5.4.	Spinta del terreno e azione idrostatica della falda	10
5.5.	Carichi mobili sulla soletta	11
5.6.	Ritiro	12
5.7.	Azioni termiche	13
5.8.	Acqua all'interno della vasca	13
5.9.	Spinta del sovraccarico sul rilevato	13
5.10.	Sisma	14
6.	CRITERI DI CALCOLO	18
6.1.	Combinazioni di carico	18
6.2.	Verifiche agli stati limite di esercizio	20
6.2.1.	<i>Definizione degli stati limite di fessurazione</i>	20
6.2.2.	<i>Condizioni ambientali</i>	20
6.2.3.	<i>Sensibilità delle armature alla corrosione</i>	20
6.2.4.	<i>Scelta degli stati limite di fessurazione</i>	21
6.2.5.	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>	21
6.2.6.	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>	21
7.	ANALISI E VERIFICHE VASCA A 1 CANNA.....	22
7.1.1.	<i>Condizioni di carico</i>	23
7.1.2.	<i>Impostazioni di progetto</i>	25
7.1.3.	<i>Descrizione combinazioni di carico</i>	26
7.1.4.	<i>Analisi della spinta e verifiche</i>	37
7.1.5.	<i>Inviluppo sollecitazioni nodali</i>	40
7.1.6.	<i>Inviluppo verifiche stato limite ultimo (SLU)</i>	41
7.1.7.	<i>Inviluppo verifiche stato limite esercizio (SLE)</i>	45
7.1.8.	<i>Verifiche fessurazione</i>	46
7.1.9.	<i>Verifiche geotecniche</i>	52
7.2.	Diagrammi	53
7.3.	Riepilogo armature	56



8. ANALISI E VERIFICHE VASCA A 3 CANNE.....	57
8.1. Combinazioni di calcolo	58
9. SOLLECITAZIONI	62
9.1. Soletta superiore	62
9.2. Ritti esterni	63
9.3. Ritti interni	64
9.4. Soletta di fondazione	65
9.5. Verifiche di resistenza e fessurazione	66
9.5.1. <i>Soletta superiore</i>	66
9.5.2. <i>Ritti esterni</i>	71
9.5.3. <i>Ritti interni</i>	76
9.5.4. <i>Soletta di fondazione</i>	80
9.6. Verifiche di portata della fondazione	85
9.7. Riepilogo armature	88
10. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO	89
11. ANALISI OPERE PROVVISORIALI (PALANCOLE).....	104
11.1. Schema di calcolo	104
11.2. Risultati delle analisi	105
11.2.1. <i>Condizioni di carico</i>	105
11.2.2. <i>Sollecitazioni nodali</i>	106
11.2.3. <i>Spostamenti nodali</i>	107
11.3. Verifiche strutturali paratia	108
11.4. Verifica di stabilità globale	108
11.5. Verifiche idrauliche	109
11.5.1. <i>Verifica a sifonamento</i>	109
11.5.2. <i>Verifica al sollevamento del fondo scavo</i>	109



1. INTRODUZIONE

Le opere analizzate nella presente relazione di calcolo fanno parte del progetto definitivo del collegamento tra la S.S 11 “Padana Superiore” a Magenta e la Tangenziale Ovest di Milano, variante di Abbiategrasso sulla S.S. 494 e adeguamento del tratto Abbiategrasso – Vigevano fino al nuovo ponte sul Ticino.

La presente relazione è relativa all’analisi e al dimensionamento delle vasche di laminazione e prima pioggia elencate di seguito.

Vasche a 3 canne

VASCA	Lunghezza [m]	Largh. totale [m]	Q.F.P. m.s.l.m.	Q.F.C. m.s.l.m.	H ric.medio [m]
VL-C01	38.75	12.45	119.20	118.20	≅ 0.70
VL-C02	38.75	12.45	116.88	114.90	≅ 0.80
VL-C03	34.75	12.45	116.23	114.23	≅ 0.60
VL-C04	30.75	12.45	113.08	111.08	≅ 0.80
VL-C05	42.75	14.40	108.10	106.10	≅ 1.00
VL-C07	33.75	12.45	96.75	94.75	≅ 1.60
VL-C08	26.75	12.45	88.47	86.47	≅ 0.90
VL-A01	36.75	12.45	130.40	128.40	≅ 0.55
VL-A02	35.75	12.45	130.00	128.00	≅ 1.15
VL-A03	43.75	14.40	129.20	127.20	≅ 1.90
VL-A04	40.75	12.45	124.72	122.72	≅ 0.40
VL-A05	35.75	12.45	123.13	121.13	≅ 0.65
VL-A08	38.75	12.45	121.18	119.18	≅ 0.80

Vasche a 1 canna

VASCA	Lunghezza [m]	Largh. totale [m]	Q.F.P. m.s.l.m.	Q.F.C. m.s.l.m.	H ric.medio [m]
VL-C06	40.55	7.20	100.12	99.33	≅ 1.80

Gli spessori strutturali sono i seguenti:

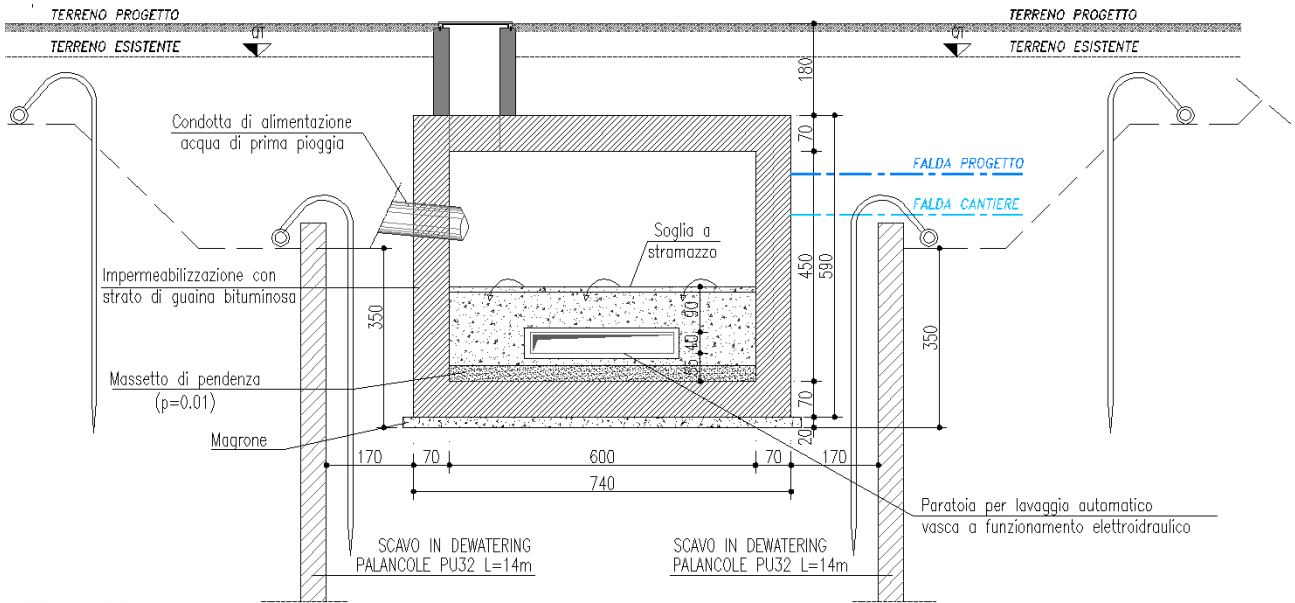
- Soletta superiore ⇒ 70 cm
- Ritti esterni ⇒ 70 cm
- Ritti interni (vasche a 3 canne) ⇒ 50 cm
- Soletta di fondazione ⇒ 80 cm

L’analisi viene eseguita per i la vasca VL-C06 e per la vasca VL-C05 assunta come vasca tipologica fra quelle a 3 canne, i risultati così ottenuti vengono estesi per tutti le altre vasche.

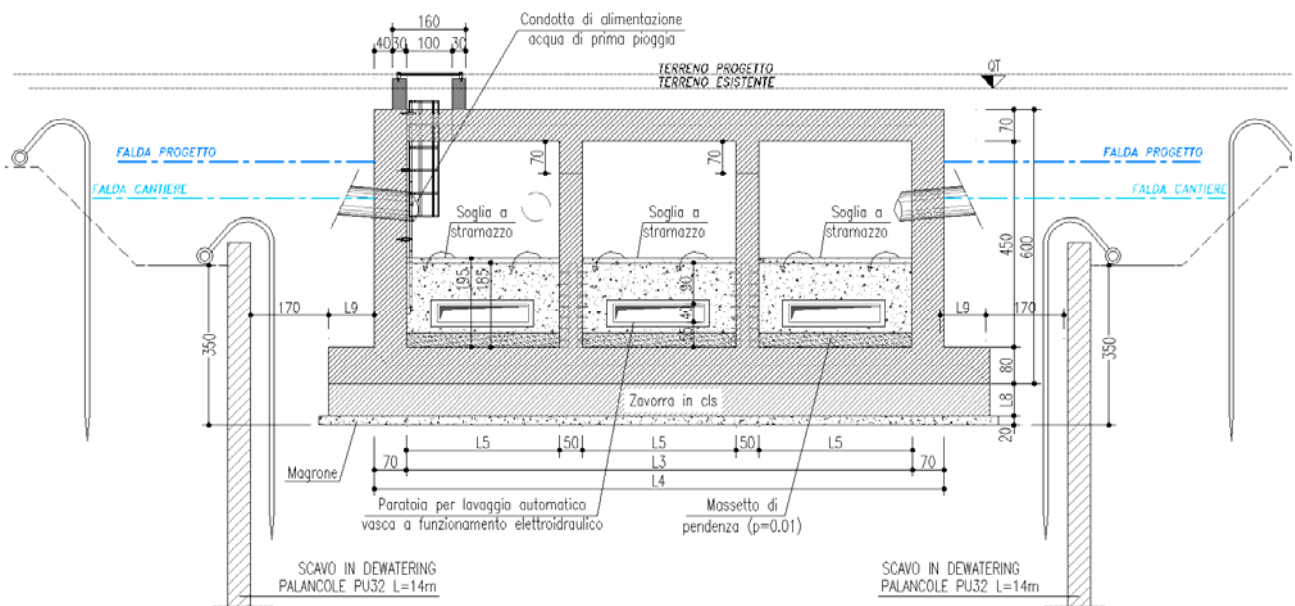
Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche delle strutture interrato, con l’aggiunta delle azioni dovute al traffico stradale, per le quali si fa riferimento alle “Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008”.



Di seguito si riporta una sezione tipologica delle opere analizzate per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.



Sezione trasversale tipologica vasche a 1 canna



Sezione trasversale tipologica vasche a 3 canne



2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI ENV 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.



3. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL SITO

La scelta dei parametri costitutivi dei terreni che interessano l'opera in oggetto, utilizzati nelle analisi svolte, sono stati desunti dalla relazione geotecnica.

Di seguito si riporta la caratterizzazione dei terreni in corrispondenza del piano di posa delle fondazioni delle opere in oggetto.

Tratta A

Strato	Descrizione	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)
G3	Ghiaie con sabbie	18.5	29.2÷34.1	0.0	20.7÷26.7
S2	Sabbie limose ghiaiose	19.0	31.5÷34.9	0.0	19.4÷21.6

Tratta C

Strato	Descrizione	γ_{sat} (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)
G3	Ghiaie con sabbie	18.5	30.9÷32.6	0.0	21.7÷24.5
S2	Sabbie limose ghiaiose	19.0	31.7÷36.2	0.0	21.7÷24.5

Di seguito si riportano le caratteristiche del terreno di rinterro.

Terreno da rilevato

Peso terreno/unità di volume	γ =	20.00 kN/m ³
Coesione	c' =	0.00 kN/m ²
Angolo di attrito interno terreno	ϕ' =	35 °

La falda considerata per le verifiche a galleggiamento in fase di costruzione ed in fase di esercizio (vedi § 10) è quella desunta dal profilo geotecnico.

4. MATERIALI

Si riportano di seguito le principali caratteristiche dei materiali utilizzati.

Calcestruzzo

Per la realizzazione delle vasche si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe C 28/35 che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	=	35.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	= $0.83 \times R_{ck}$	= 29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	f_{cm}	= $f_{ck} + 8$	= 37.05	N/mm ²
Modulo elastico	E_c	= $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$	= 32588.11	N/mm ²
Resistenza a trazione semplice	f_{ctm}	= $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	= 2.83	N/mm ²
Resistenza a trazione caratteristica (frattile 5%)	f_{ctk}	= $0.70 \times f_{ctm}$	= 1.98	N/mm ²
Classe di esposizione			XC2-XA1	
Contenuto di cloruri		0.2		
Contenuto minimo di cemento			320	kg/m ³
Diametro massimo degli inerti			25	mm
Slump			S4	
Cemento (UNI EN 197-1)		CEM II/B		
Rapporto massimo A/C		0.55		
Stato Limite Ultimo				
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_c	=	1.50	--
Coefficiente parziale di sicurezza (per prefabbr. con contr. qualità)	$\gamma_{c,pr}$	=	1.40	--
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	α_{cc}	=	0.85	--
Resistenza a compressione di calcolo	f_{cd}	= $\alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	= 16.46	N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_c	= 1.32	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio				
Tensione max di compressione - Comb. rara	σ_c	< $0.60 \times f_{ck}$	= 17.43	N/mm ²
Tensione max di compressione - Comb. quasi permanente	σ_c	< $0.45 \times f_{ck}$	= 13.07	N/mm ²

Acciaio per armatura lenta

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

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	f_{tk}	=	540.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%)	f_{yk}	=	450.00	N/mm ²
Stato Limite Ultimo				
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_s	=	1.15	--
Resistenza a trazione di calcolo	f_{yd}	= f_{yk} / γ_s	= 391.30	N/mm ²
Stato Limite di Esercizio				
Tensione max di trazione	σ_s	< $0.80 \times f_{yk}$	= 360.00	N/mm ²

Per la zavorra, dove necessario, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe R_{ck} 25; per il magrone si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe R_{ck} 15.



5. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi agenti sulla struttura oggetto della presente relazione.

5.1. Peso proprio

Il peso proprio è valutato in ragione di 25.00 kN/m^3 ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

5.2. Carichi permanenti sulla soletta superiore

Si considera sulla soletta un ricoprimento medio pari a 0.50 m (compreso di pavimentazione). Si valuta il peso specifico del ricoprimento pari a 20.00 kN/m^3

I ricoprimenti ipotizzati per le analisi delle vasche sono i seguenti:

- Vasca a 1 canna (VL-C06) ricoprimento pari a 1.80 m :
 $\text{Perm}_{\text{sup}} = 20.00 \cdot 1.80 = 36.0 \text{ kN/m}$
- Vasca a 3 canne (VL-C05) ricoprimento pari a 1.00 m :
 $\text{Perm}_{\text{sup}} = 20.00 \cdot 1.80 = 36.0 \text{ kN/m}$

5.3. Carichi permanenti sulla soletta di fondazione

Si considera sulla soletta un massetto di formazione pendenza di spessore medio pari a 0.20 m ,
Si valuta il peso specifico del massetto pari a 20.00 kN/m^3 .

$$\text{Perm}_{\text{sup}} = 20.00 \cdot 0.2 \cdot 1.0 = 4.0 \text{ kN/m}$$

5.4. Spinta del terreno e azione idrostatica della falda

La spinta del terreno sull'esterno del ritto e l'azione della falda sulla fondazione e sui ritto vengono calcolate automaticamente dal programma di calcolo; la spinta del terreno dall'interno verso l'esterno viene inputata nel programma considerando i parametri del terreno da rilevato sotto riportati.

γ	=	20.00 kN/m^3	peso terreno per unità di volume angolo d'attrito interno del terreno coefficiente di spinta a riposo
ϕ	=	35°	
k_0	=	0.426	

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

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:

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

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

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

5.5. Carichi mobili sulla soletta

Sulla soletta superiore si considera agente sia un carico uniforme pari a 20.0 kN/m² sia, in alternativa, il carico mobile di prima categoria come indicato nelle NTC 2008; si considerano un numero variabile di colonne convenzionali di carico da 3.0 m disposte in modo da massimizzare le sollecitazioni sulla struttura.

Tale carico viene ripartito fino al piano medio della soletta attraverso il ricoprimento, assumendo che detta diffusione avvenga con angolo di 45° in direzione longitudinale.

In direzione trasversale, quale base collaborante, viene considerato un valore pari alla larghezza di ingombro della corsia di carico uguale a 3.0m.

Vasca a 3 canne (ricoprimento pari a 1.0m):

Diffusione trasversale dei carichi: $L_T = 3.00$ m

Diffusione longitudinale dei carichi: $L_L = 1.60 + 2 \times (1.0 + 0.70/2) = 4.30$ m

- Corsia numero 1:
 $Q_{1k,dis} = 9.0 + 600 / (3.0 \times 4.30) \cong 55.50$ kN/m²
- Corsia numero 2
 $Q_{2k,dis} = 2.5 + 400 / (3.0 \times 4.30) \cong 33.50$ kN/m²
- Corsia numero 3
 $Q_{3k,dis} = 2.5 + 200 / (3.0 \times 4.00) \cong 18.00$ kN/m²
- Altre corsie
 $Q_{4k,dis} = 2.50$ kN/m²

Vasca a 1 canna (ricoprimento pari a 1.80m):

Diffusione trasversale dei carichi: $L_T = 3.00$ m

Diffusione longitudinale dei carichi: $L_L = 1.60 + 2 \times (1.8 + 0.70/2) = 5.90$ m

- Corsia numero 1:
 $Q_{1k,dis} = 9.0 + 600 / (3.0 \times 5.90) \cong 42.90$ kN/m²
- Corsia numero 2
 $Q_{2k,dis} = 2.5 + 400 / (3.0 \times 5.90) \cong 25.10$ kN/m²
- Corsia numero 3
 $Q_{3k,dis} = 2.5 + 200 / (3.0 \times 4.00) \cong 13.80$ kN/m²
- Altre corsie
 $Q_{4k,dis} = 2.50$ kN/m²

Si considerano differenti disposizioni dei carichi che vengono involuppate in modo da massimizzare le sollecitazioni sulla struttura :



5.6. Ritiro

Si considera soggetta a fenomeni di ritiro la soletta superiore.
La deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro

ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento

ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori delle seguenti Tab. 11.2.Va-b (NTC) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del parametro h_0 :

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

Si assume un $f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$ (Rck35) e un'umidità relativa pari a 80% interpolando si ottiene un ε_{c0} pari a -0.27‰.

H_0 (mm)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Tabella 11.2.Vb – Valori di k_h

I valori intermedi dei parametri indicati in tabella si ottengono per l'interpolazione lineare. Il valore $h_0 =$ considerato risulta superiore a 500 per cui $k_h = 0,70$:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{c0} = 0,7 \cdot -0,27 \times 10^{-3} = -0,189 \times 10^{-3}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno $\varepsilon_{ca,\infty}$ può essere valutato mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -2,5 \cdot (29,05 - 10) \times 10^{-6} = -0,047625 \times 10^{-3} \text{ (con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2\text{)}$$

Assumendo come umidità relativa

Ur=80%

Si ha il seguente valore del ritiro:

$$\varepsilon_{cs} = -0,000237$$

5.7. Azioni termiche

Si è considerata una variazione di temperatura farfalla di + o – 5° applicata alla sola soletta superiore, (analizzando i due casi di intradosso più caldo dell'estradosso e viceversa), con andamento lineare nello spessore della soletta. Le due situazioni vengono involupate nella combinazione di carico "TEMP"

Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

5.8. Acqua all'interno della vasca

Si ipotizza che la vasca possa essere piena d'acqua per un'altezza di 3.50m dall'estradosso della soletta inferiore.

Si considera dunque un battente idraulico di 3.50 m agente sulla soletta di fondazione e sui ritti della vasca.

Si considera il peso specifico dell'acqua pari a 10.00 kN/m³.

Pertanto il valore di pressione alla base dei ritti e sulla soletta è pari a:

$$P_{\text{H}_2\text{O}} = 10.00 \cdot 3.50 = 35.00 \text{ kN/m}$$

5.9. Spinta del sovraccarico sul rilevato

In favore di sicurezza si ipotizza agente sul rilevato ai lati della vasca un carico accidentale pari a 20 kN/m² ottenendo di conseguenza:

$$q_{\text{acc}} = q \cdot k_0 = 20 \times 0.426 = 8.52 \text{ kN/m}^2$$

5.10. Sisma

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della esistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione 2 : "opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" (paragrafo 2.4 delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008"). La vita nominale risulta pertanto $V_N \geq 50$ anni.

Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un'eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.....Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

Periodo di riferimento per l'azione sismica

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 . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso già indicata e nel caso specifico assume valore 2.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2 = 200 \text{ anni}$$

Le probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono pari al 10% nel caso dello stato limite SLV.

Azioni di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

- a_g il valore previsto dalla pericolosità sismica,
- F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.
Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:
- la vita di riferimento V_R della costruzione



- le probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche. A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{VR} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1-0.1)} \sim 949 \text{ anni}$$

I valori dei parametri a_g , F_0 e T_C^* relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento per alcuni periodi di ritorno sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine.

L'accelerazione al sito a_g è espressa in $g/10$; F_0 è adimensionale, T_C^* è espresso in secondi.

Per la determinazione dei parametri sismici si considerano quelli relativi al comune di Abbiategrasso.

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
8.9196

LATITUDINE
45.4017

Ricerca per comune

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Milano

COMUNE
Abbiategrasso

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione

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



Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

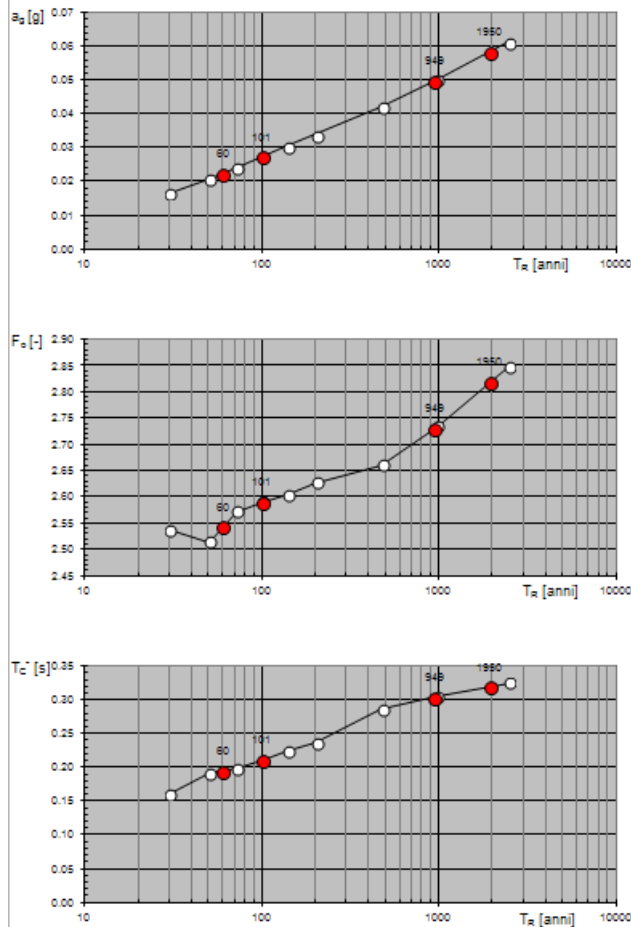
- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
-■..... Strategia scelta

Valori di progetto dei parametri a_g , F_a , T_c^* in funzione del periodo di ritorno





Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.022	2.543	0.194
SLD	101	0.027	2.590	0.211
SLV	949	0.050	2.730	0.304
SLC	1950	0.058	2.819	0.319

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.050 g
F_o	2.730
T_C^*	0.304 s
S_s	1.800
C_C	2.269
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
γ	1.000
T_R	0.230 s
T_C	0.689 s
T_D	1.800 s

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.090
T_E	0.230	0.246
T_C	0.689	0.246
	0.742	0.228
	0.795	0.213
	0.847	0.200
	0.900	0.188
	0.953	0.177
	1.006	0.168
	1.059	0.160
	1.112	0.152
	1.165	0.145
	1.218	0.139
	1.271	0.133
	1.324	0.128

In base a quanto si desume dall'indagine geotecnica effettuata e, in tal caso, si fa rimando alla relazione geotecnica e ai dati ricavati delle indagini geognostiche. In base alla natura del terreno e ai parametri individuati, il suolo presente è classificabile in Categoria D: "Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{U,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina)".

Da ciò si ricava il parametro $S = S_s \cdot S_T$ che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, essendo S_s il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Si considera dunque $S_s = 1.8$

$S_T = 1$ per una categoria topografica T1

$S = S_s \cdot S_T = 1.80$

6. CRITERI DI CALCOLO

La struttura viene schematizzata come un telaio piano e viene risolta mediante il metodo degli elementi finiti (FEM). Più dettagliatamente il telaio viene discretizzato in una serie di elementi connessi fra di loro nei nodi facendo riferimento ad una larghezza unitaria di struttura.

6.1. Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella IV delle NTC. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi I, IIa e IIb.

La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali, viene condotta tenendo conto delle condizioni più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico.

Le verifiche si basano sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considerano due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2) generate con le seguenti modalità:

caso A1-M1: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati le azioni permanenti e variabili con i coefficienti (γ_G, γ_Q) e vengono lasciate inalterate le caratteristiche di resistenza del terreno. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno.

caso A2-M2: in questo tipo di combinazioni vengono incrementati i carichi variabili e vengono ridotte le caratteristiche di resistenza del terreno ($tg(\phi), c' o c_u$) secondo i coefficienti parziali ($\gamma_{tan\phi}, \gamma_c', \gamma_{cu}, q_u$) definiti da normativa. Le combinazioni ottenute sono rilevanti per il dimensionamento geotecnico.

La soluzione si ottiene dalla combinazione dei casi A1-M1 e A2-M2.

Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato al paragrafo 5.1.3.12. del D.M.14/01/08.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali



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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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 q_3	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_3	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti 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

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali A1 e lo stato limite di resistenza del terreno (GEO), facente riferimento ai coefficienti parziali A2.

Agli stati limite di esercizio si sono considerate le verifiche per le combinazioni rara, frequente e quasi permanente.

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

SLE RARA: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE FREQUENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SLE QUASI PERMANENTE: $G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$

SISMICA (SLV): $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$



6.2. Verifiche agli stati limite di esercizio

6.2.1. Definizione degli stati limite di fessurazione

In ordine di severità crescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0.0.
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t \leq \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

6.2.2. Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali, ai fini della valutazione della durabilità delle strutture in calcestruzzo, possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella tabella seguente:

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

Nel caso in esame si esegue la verifica considerando la struttura sottoposta a condizioni ambientali ordinarie (XC2) e aggressive (XA1).

6.2.3. Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

armature sensibili;

armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso.

Appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari.

Di conseguenza le opere in oggetto hanno armature che ricadono nella classificazione “poco sensibili”.



6.2.4. Scelta degli stati limite di fessurazione

Nella tabella sottostante sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

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

6.2.5. Verifiche allo stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Stato limite di apertura delle fessure

Il valore caratteristico di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella Tabella riportata in precedenza.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 \cdot w_m$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure (w_m) è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di ε_{sm} e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica. ε_{sm} può essere calcolato tenendo conto dell'effetto del "tension stiffening" nel rispetto della limitazione:

$$\varepsilon_{sm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

con σ_s tensione nell'acciaio dell'armatura tesa (per sezione fessurata) nelle condizioni di carico considerate ed E_s è il modulo elastico dell'acciaio.

6.2.6. Verifiche delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni rare e quasi permanenti delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel conglomerato cementizio sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

Verifica della tensione massima di compressione del conglomerato cementizio nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del conglomerato cementizio σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,6 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica rara}$$

$$\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} \quad \text{per la combinazione caratteristica quasi permanente}$$

Verifica della tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alle combinazioni rare deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

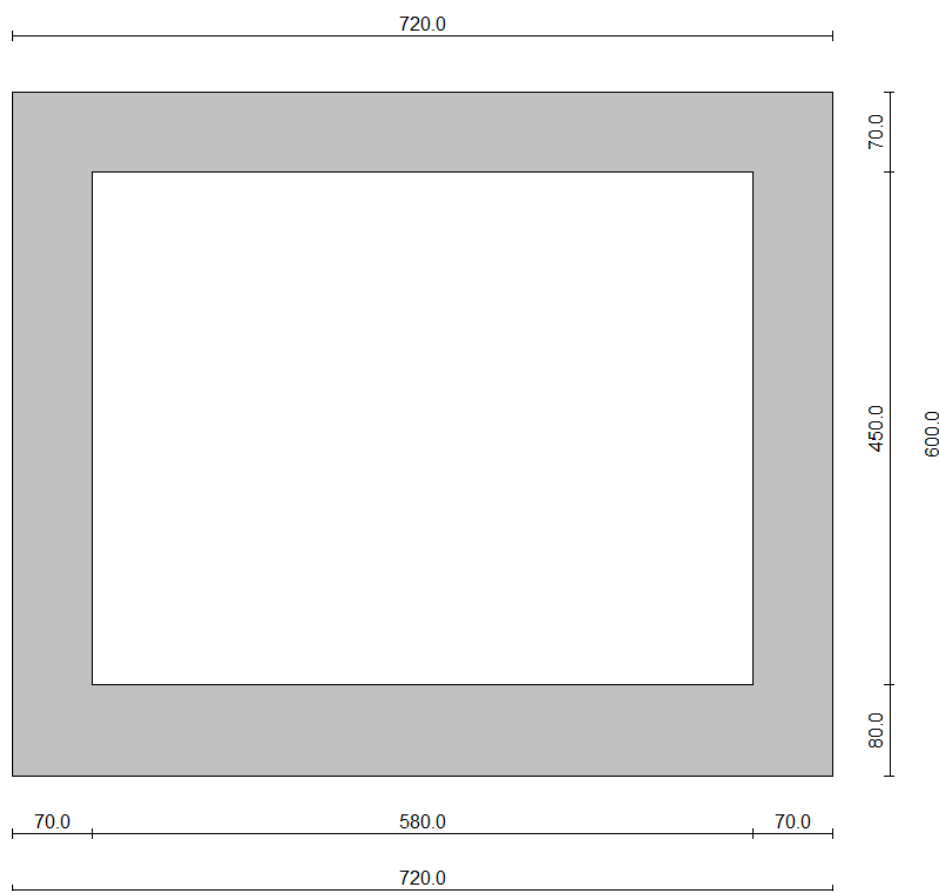
dove f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.



7. ANALISI E VERIFICHE VASCA A 1 CANNA

Geometria scatolare

Altezza esterna	6.00	[m]
Larghezza esterna	7.20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	0.70	[m]
Spessore piedritto destro	0.70	[m]
Spessore fondazione	0.80	[m]
Spessore traverso	0.70	[m]



Geometria di calcolo



Caratteristiche strati terreno

Strato di ricoprimento

Descrizione	Terreno di ricoprimento	
Spessore dello strato	1.80	[m]
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]

Strato di rinfiacco

Descrizione	Terreno di rinfiacco	
Peso di volume	20.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	20.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	35.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	23.33	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]

Strato di base

Descrizione	Terreno di base	
Peso di volume	18.0000	[kN/mc]
Peso di volume saturo	18.0000	[kN/mc]
Angolo di attrito	30.00	[°]
Angolo di attrito terreno struttura	30.00	[°]
Coesione	0.000	[N/mm ²]
Costante di Winkler	0.050	[N/mm ² /cm]

Falda

Quota falda (rispetto al piano di posa)	4.90	[m]
---	------	-----

7.1.1. Condizioni di carico

Convenzioni adottate

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura
 Carichi verticali positivi se diretti verso il basso
 Carichi orizzontali positivi se diretti verso destra
 Coppie concentrate positive se antiorarie
 Ascisse X (espresse in m) positive verso destra
 Ordinate Y (espresse in m) positive verso l'alto
 Carichi concentrati espressi in kN
 Coppie concentrate espressi in kNm
 Carichi distribuiti espressi in kN/m

Simbologia adottata e unità di misura

Forze concentrate

X ascissa del punto di applicazione dei carichi verticali concentrati
 Y ordinata del punto di applicazione dei carichi orizzontali concentrati
 F_y componente Y del carico concentrato
 F_x componente X del carico concentrato
 M momento

Forze distribuite

X_i, X_f ascisse del punto iniziale e finale per carichi distribuiti verticali
 Y_i, Y_f ordinate del punto iniziale e finale per carichi distribuiti orizzontali
 V_{ni} componente normale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{nf} componente normale del carico distribuito nel punto finale



V_{ti} componente tangenziale del carico distribuito nel punto iniziale
 V_{tf} componente tangenziale del carico distribuito nel punto finale
 D_{te} variazione termica lembo esterno espressa in gradi centigradi
 D_{ti} variazione termica lembo interno espressa in gradi centigradi

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 (ACC 1)

Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_f= 3.00$	$V_{ni}= 42.90$	$V_{nf}= 42.90$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Traverso	$X_i= 3.00$	$X_f= 6.00$	$V_{ni}= 25.10$	$V_{nf}= 25.10$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 6.00$	$V_{ni}= 18.27$	$V_{nf}= 18.27$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 6.00$	$V_{ni}= -8.52$	$V_{nf}= -8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 8 (ACC 2)

Distr	Traverso	$X_i= 3.00$	$X_f= 6.00$	$V_{ni}= 42.90$	$V_{nf}= 42.90$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_f= 3.00$	$V_{ni}= 25.10$	$V_{nf}= 25.10$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 6.00$	$V_{ni}= 8.52$	$V_{nf}= 8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 6.00$	$V_{ni}= -8.52$	$V_{nf}= -8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 9 (TEMP +)

Term	Traverso	$D_{te}= 5.00$	$D_{ti}= -5.00$
------	----------	----------------	-----------------

Condizione di carico n° 10 (TEMP -)

Term	Traverso	$D_{te}= -5.00$	$D_{ti}= 5.00$
------	----------	-----------------	----------------

Condizione di carico n° 11 (RITIRO)

Term	Traverso	$D_{te}= -8.00$	$D_{ti}= -8.00$
------	----------	-----------------	-----------------

Condizione di carico n° 12 (ACQUA)

Distr	Fondaz.	$X_i= 0.60$	$X_f= 6.60$	$V_{ni}= 35.00$	$V_{nf}= 35.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.80$	$Y_f= 4.30$	$V_{ni}= -35.00$	$V_{nf}= 0.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.80$	$Y_f= 4.30$	$V_{ni}= 35.00$	$V_{nf}= 0.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 13 (ACC - 3)

Distr	Traverso	$X_i= 2.10$	$X_f= 5.10$	$V_{ni}= 42.90$	$V_{nf}= 42.90$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 6.00$	$V_{ni}= 8.52$	$V_{nf}= 8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 6.00$	$V_{ni}= -8.52$	$V_{nf}= -8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$

Condizione di carico n° 14 (ACC - DISTR)

Distr	Traverso	$X_i= 0.00$	$X_f= 7.20$	$V_{ni}= 20.00$	$V_{nf}= 20.00$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_S	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 6.00$	$V_{ni}= 8.52$	$V_{nf}= 8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$
Distr	Pied_D	$Y_i= 0.00$	$Y_f= 6.00$	$V_{ni}= -8.52$	$V_{nf}= -8.52$	$V_{ti}= 0.00$	$V_{tf}= 0.00$



7.1.2. Impostazioni di progetto

Verifica materiali:

Stato Limite Ultimo

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo γ_c	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Stato Limite di Esercizio

Criteri di scelta per verifiche tensioni di esercizio:

Ambiente poco aggressivo

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. rare) $0.60 f_{ck}$

Limite tensioni di compressione nel calcestruzzo (comb. quasi perm.) $0.45 f_{ck}$

Limite tensioni di trazione nell'acciaio (comb. rare) $0.80 f_{yk}$

Criteri verifiche a fessurazione:

Armatura poco sensibile

Apertura limite fessure espresse in [mm]

Apertura limite fessure $w_1=0.20$ $w_2=0.30$ $w_3=0.40$

Verifiche secondo :

Norme Tecniche 2008 - Approccio 1

Copriferro sezioni 4.00 [cm]



7.1.3. Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Norme Tecniche 2008

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{\tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
γ_c	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.30	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.35	1.15
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.20	1.20

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1.00	1.00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0.00	0.00



Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00
Termici	Favorevole	γ_{efav}	0.00	0.00
Termici	Sfavorevole	γ_{esfav}	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00

Combinazione n° 1 SLU (Caso A1-M1)

	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
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 2 SLU (Caso A2-M2)

	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
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (Caso A1-M1)

	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
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 4 SLU (Caso A2-M2)

	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
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 5 SLU (Caso A1-M1)

	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
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
ACQUA	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 6 SLU (Caso A2-M2)

	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
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACQUA	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 7 SLU (Caso A1-M1)

	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
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
ACQUA	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 SLU (Caso A2-M2)

	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
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACQUA	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 9 SLU (Caso A1-M1)

	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
ACC 1	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 10 SLU (Caso A2-M2)

	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
ACC 1	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (Caso A1-M1)

	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
ACC 1	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 12 SLU (Caso A2-M2)

	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
ACC 1	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (Caso A1-M1)

	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
ACC 2	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 14 SLU (Caso A2-M2)

	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
ACC 2	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (Caso A1-M1)

	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
ACC 2	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 16 SLU (Caso A2-M2)

	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
ACC 2	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 SLU (Caso A1-M1) - 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

Combinazione n° 18 SLU (Caso A1-M1) - 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



Combinazione n° 19 SLU (Caso A2-M2) - 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

Combinazione n° 20 SLU (Caso A2-M2) - 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

Combinazione n° 21 SLU (Caso A1-M1) - 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLU (Caso A1-M1) - 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 SLU (Caso A2-M2) - 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLU (Caso A2-M2) - 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLU (Caso A1-M1)

	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
ACC - 3	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 26 SLU (Caso A2-M2)

	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
ACC - 3	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 SLU (Caso A1-M1)

	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
ACC - 3	Sfavorevole	1.35	1.00	1.35
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20

Combinazione n° 28 SLU (Caso A2-M2)

	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
ACC - 3	Sfavorevole	1.15	1.00	1.15
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 29 SLU (Caso A1-M1)

	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
TEMP +	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
ACC - DISTR	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 30 SLU (Caso A2-M2)

	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
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC - DISTR	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 31 SLU (Caso A1-M1)

	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
TEMP -	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
RITIRO	Sfavorevole	1.20	1.00	1.20
ACC - DISTR	Sfavorevole	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 32 SLU (Caso A2-M2)

	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
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC - DISTR	Sfavorevole	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 33 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

Combinazione n° 34 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC 1	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 35 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC 2	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 36 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 37 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 38 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 39 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC - 3	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 40 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC - DISTR	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 41 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC 1	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 42 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC 2	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 43 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC 1	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 44 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP -	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC 1	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 45 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
RITIRO	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC 1	Sfavorevole	1.00	0.75	0.75
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 46 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC - 3	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

Combinazione n° 47 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
ACQUA	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
ACC - DISTR	Sfavorevole	1.00	1.00	1.00
TEMP +	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60
RITIRO	Sfavorevole	1.00	0.60	0.60

7.1.4. Analisi della spinta e verifiche

Simbologia adottata ed unità di misura

Origine in corrispondenza dello spigolo inferiore sinistro della struttura

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti verso destra

Le forze verticali sono considerate positive se agenti verso il basso

X ascisse (espresse in m) positive verso destra

Y ordinate (espresse in m) positive verso l'alto

M momento espresso in kNm

V taglio espresso in kN

SN sforzo normale espresso in kN

ux spostamento direzione X espresso in cm

uy spostamento direzione Y espresso in cm

σ_t pressione sul terreno espressa in N/mm²

Tipo di analisi

Pressione in calotta

pressione geostatica

I carichi applicati sul terreno sono stati diffusi secondo

angolo di attrito

Metodo di calcolo della portanza

Hansen

Spinta sui piedritti

a riposo

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine

45.393034

Longitudine

8.919825

Comune

Abbiategrasso

Provincia

Milano

Regione

Lombardia

Punti di interpolazione del reticolo

12479 - 12478 - 12700 - 12701

Tipo di opera

Tipo di costruzione

Opera ordinaria

Vita nominale

50 anni

Classe d'uso

IV - Opere strategiche ed industrie molto

pericolose

Vita di riferimento

100 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$

0.50 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.80

Coefficiente di amplificazione topografica (St)

1.00

Coefficiente riduzione (β_m)

1.00

Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale

0.50

Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)

$k_h = (a_g/g * \beta_m * St * S_s) = 9.09$

Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)

$k_v = 0.50 * k_h = 4.54$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$

0.27 [m/s²]

Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)

1.80



Coefficiente di amplificazione topografica (S_t)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*S_t*S_s) = 4.95$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.47$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Spinta sismica	Wood
Angolo diffusione sovraccarico	35.00 [°]

Coefficienti di spinta

N°combinazione	Statico	Sismico
1	0.426	0.000
2	0.511	0.000
3	0.426	0.000
4	0.511	0.000
5	0.426	0.000
6	0.511	0.000
7	0.426	0.000
8	0.511	0.000
9	0.426	0.000
10	0.511	0.000
11	0.426	0.000
12	0.511	0.000
13	0.426	0.000
14	0.511	0.000
15	0.426	0.000
16	0.511	0.000
17	0.426	0.453
18	0.426	0.453
19	0.511	0.525
20	0.511	0.525
21	0.426	0.453
22	0.426	0.453
23	0.511	0.525
24	0.511	0.525
25	0.426	0.000
26	0.511	0.000
27	0.426	0.000
28	0.511	0.000
29	0.426	0.000
30	0.511	0.000
31	0.426	0.000
32	0.511	0.000
33	0.426	0.000
34	0.426	0.000
35	0.426	0.000
36	0.426	0.000
37	0.426	0.000
38	0.426	0.000
39	0.426	0.000
40	0.426	0.000



41	0.426	0.000
42	0.426	0.000
43	0.426	0.000
44	0.426	0.000
45	0.426	0.000
46	0.426	0.000
47	0.426	0.000

Discretizzazione strutturale

Numero elementi fondazione	68
Numero elementi traverso	37
Numero elementi piedritto sinistro	55
Numero elementi piedritto destro	55
Numero molle fondazione	69
Numero molle piedritto sinistro	56
Numero molle piedritto destro	56



7.1.5. Inviluppo sollecitazioni nodali

Inviluppo sollecitazioni fondazione

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.35	-460.92	-170.92	-487.10	-237.10	120.39	312.96
1.96	16.23	238.04	-248.61	-121.21	120.39	312.96
3.60	168.89	430.15	-46.45	6.70	120.39	312.96
5.24	60.59	251.21	96.80	242.99	120.39	312.96
6.85	-390.95	-100.91	258.86	466.70	120.39	312.96

Inviluppo sollecitazioni trasverso

X [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.35	-405.49	-18.19	152.86	374.69	55.45	193.10
1.93	-36.99	315.80	70.36	202.63	55.45	193.10
3.60	37.59	466.52	-23.73	9.48	55.45	193.10
5.28	-37.43	303.19	-203.92	-89.31	55.45	193.10
6.85	-429.10	-18.19	-354.12	-172.78	55.45	193.10

Inviluppo sollecitazioni piedritto sinistro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-460.92	-170.92	120.42	347.60	238.87	491.82
3.03	-99.63	55.71	-36.00	44.50	195.86	433.25
5.65	-405.49	-18.19	-193.10	-55.45	152.86	374.69

Inviluppo sollecitazioni piedritto destro

Y [m]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]	V _{min} [kN]	V _{max} [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
0.40	-390.95	-100.91	-300.71	-101.79	262.88	471.25
3.03	-101.45	55.71	-42.10	49.29	217.83	412.69
5.65	-429.10	-18.19	55.45	193.10	172.78	354.12



7.1.6. Inviluppo verifiche stato limite ultimo (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, espresse in cmq
A_{fs}	Area armatura superiore, espresse 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 (Inviluppo)

Base sezione $B = 100$ cm

Altezza sezione $H = 80.00$ cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.35	22.62	22.62	1.82
1.96	22.62	22.62	2.03
3.60	22.62	22.62	1.84
5.24	22.62	22.62	2.01
6.85	22.62	22.62	1.82

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	433.98	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	740	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	24	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{st}	=	2260	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0031	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.52	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.35	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	261.57	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	279.40	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

**VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)****Armatura aggiuntiva resistente a taglio:**

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90 °
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	s	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	452 mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	588.98 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	2740.87 kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	588.98 kN

VERIFICA SODDISFATTA.**Verifica sezioni traverso (Inviluppo)**

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 70.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.35	31.42	31.42	2.07
1.93	31.42	31.42	2.02
3.60	31.42	31.42	1.78
5.28	31.42	31.42	1.98
6.85	31.42	31.42	2.07

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)**Caratteristiche dei materiali:**

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05 N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46 N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30 N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	330.23 kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00 kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00 kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	640 mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000 mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20 mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	10 --
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	3140 mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0049 --

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.56 --
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.37 N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00 N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	235.02 kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	290.30 kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:**occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.**


VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)
Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90 °
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12 mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4 --
Passo in direzione asse elemento	s	=	200 mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	452 mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23 N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	509.38 kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	2370.48 kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	509.38 kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 70.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	10.05	22.62	1.72
3.03	10.05	22.62	11.39
5.65	10.05	22.62	1.82

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 70.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	CS
0.40	10.05	22.62	1.94
3.03	10.05	22.62	11.18
5.65	10.05	22.62	1.65



VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	293.23	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	482.89	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	640	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	24	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2260	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0035	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.56	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.37	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.75	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	307.45	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	332.59	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.



7.1.7. Inviluppo verifiche stato limite esercizio (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, espresse in N/mm ²
σ_{fs}	Tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore, espresse in N/mm ²
σ_c	Tensione nel calcestruzzo, espresse in N/mm ²
τ_c	Tensione tangenziale nel calcestruzzo, espresse in N/mm ²
A_{sw}	Area armature trasversali nella sezione, espressa in cmq

Verifica sezioni fondazione (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 80.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.35	22.62	22.62	4.095	159.634	49.788
1.96	22.62	22.62	2.294	28.399	79.819
3.60	22.62	22.62	4.024	48.756	167.300
5.24	22.62	22.62	2.549	31.250	94.397
6.85	22.62	22.62	3.428	130.221	41.866

Verifica sezioni traverso (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 70.00 cm

X	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.35	31.42	31.42	3.729	44.937	125.585
1.93	31.42	31.42	3.195	113.452	38.143
3.60	31.42	31.42	4.371	158.924	51.957
5.28	31.42	31.42	2.749	93.987	33.042
6.85	31.42	31.42	4.149	49.840	142.361

Verifica sezioni piedritto sinistro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 70.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	10.05	22.62	5.701	70.752	158.072
3.03	10.05	22.62	1.500	20.323	13.311
5.65	10.05	22.62	4.930	60.345	150.520

Verifica sezioni piedritto destro (Inviluppo)

Base sezione B = 100 cm

Altezza sezione H = 70.00 cm

Y	A_{fi}	A_{fs}	σ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
0.40	10.05	22.62	4.779	59.843	123.734
3.03	10.05	22.62	1.625	21.723	19.449
5.65	10.05	22.62	5.465	66.197	178.317



7.1.8. Verifiche 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° 33 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.35	22.62	22.62	341.20	-341.20	207.01	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	1.96	22.62	22.62	341.20	-341.20	-109.50	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	3.60	22.62	22.62	341.20	-341.20	-217.43	0.00	0.20	0.00	0.000000
4	5.24	22.62	22.62	341.20	-341.20	-109.50	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	6.85	22.62	22.62	341.20	-341.20	207.01	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 33 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.35	31.42	31.42	278.21	-278.21	-144.73	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	1.93	31.42	31.42	278.21	-278.21	61.46	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	3.60	31.42	31.42	278.21	-278.21	136.04	0.00	0.20	0.00	0.000000
4	5.28	31.42	31.42	278.21	-278.21	61.01	0.00	0.20	0.00	0.000000
5	6.85	31.42	31.42	278.21	-278.21	-144.73	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 33 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-207.01	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	0.97	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-144.73	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 33 - SLE (Quasi Permanente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-207.01	0.00	0.20	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	0.97	0.00	0.20	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-144.73	0.00	0.20	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 34 - SLE (Frequente)]

N°	X	A_{fi}	A_{fs}	M_p	M_n	M	w	w_{lim}	S_m	ϵ_{sm}
1	0.35	22.62	22.62	341.20	-341.20	262.25	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.96	22.62	22.62	341.20	-341.20	-148.09	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	22.62	22.62	341.20	-341.20	-297.48	0.00	0.30	0.00	0.000000



4	5.24	22.62	22.62	341.20	-341.20	-180.44	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	22.62	22.62	341.20	-341.20	193.47	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 34 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	31.42	31.42	278.21	-278.21	-175.26	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.93	31.42	31.42	278.21	-278.21	122.34	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	31.42	31.42	278.21	-278.21	208.96	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.28	31.42	31.42	278.21	-278.21	85.23	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	31.42	31.42	278.21	-278.21	-207.26	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 34 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-262.25	0.09	0.30	212.71	0.000024
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-39.23	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-175.26	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 34 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-193.47	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-46.04	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-207.26	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 35 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	22.62	22.62	341.20	-341.20	222.36	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.96	22.62	22.62	341.20	-341.20	-173.13	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	22.62	22.62	341.20	-341.20	-306.13	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.24	22.62	22.62	341.20	-341.20	-170.89	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	22.62	22.62	341.20	-341.20	223.37	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 35 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	31.42	31.42	278.21	-278.21	-194.14	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.93	31.42	31.42	278.21	-278.21	105.97	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	31.42	31.42	278.21	-278.21	226.79	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.28	31.42	31.42	278.21	-278.21	115.21	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	31.42	31.42	278.21	-278.21	-195.15	0.00	0.30	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 35 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-222.36	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-53.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-194.14	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 35 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-223.37	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-54.93	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-195.15	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 36 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	22.62	22.62	341.20	-341.20	194.38	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.96	22.62	22.62	341.20	-341.20	-112.62	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	22.62	22.62	341.20	-341.20	-216.91	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.24	22.62	22.62	341.20	-341.20	-112.62	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	22.62	22.62	341.20	-341.20	194.38	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 36 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	31.42	31.42	278.21	-278.21	-81.87	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.93	31.42	31.42	278.21	-278.21	124.32	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	31.42	31.42	278.21	-278.21	198.89	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.28	31.42	31.42	278.21	-278.21	123.87	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	31.42	31.42	278.21	-278.21	-81.87	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 36 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-194.38	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-5.81	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-81.87	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 36 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-194.38	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-5.81	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-81.87	0.00	0.30	0.00	0.000000

**Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 37 - SLE (Frequente)]**

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	22.62	22.62	341.20	-341.20	170.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.96	22.62	22.62	341.20	-341.20	-135.87	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	22.62	22.62	341.20	-341.20	-239.98	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.24	22.62	22.62	341.20	-341.20	-135.87	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	22.62	22.62	341.20	-341.20	170.92	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 37 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	31.42	31.42	278.21	-278.21	-188.00	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.93	31.42	31.42	278.21	-278.21	18.19	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	31.42	31.42	278.21	-278.21	92.76	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.28	31.42	31.42	278.21	-278.21	17.74	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	31.42	31.42	278.21	-278.21	-188.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 37 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-170.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-47.15	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-188.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 37 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-170.92	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-47.15	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-188.00	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 38 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	22.62	22.62	341.20	-341.20	191.14	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.96	22.62	22.62	341.20	-341.20	-115.84	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	22.62	22.62	341.20	-341.20	-220.10	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.24	22.62	22.62	341.20	-341.20	-115.84	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	22.62	22.62	341.20	-341.20	191.14	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 38 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	31.42	31.42	278.21	-278.21	-128.02	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.93	31.42	31.42	278.21	-278.21	78.16	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	31.42	31.42	278.21	-278.21	152.74	0.00	0.30	0.00	0.000000



4	5.28	31.42	31.42	278.21	-278.21	77.72	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	31.42	31.42	278.21	-278.21	-128.02	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 38 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-191.14	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-27.27	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-128.02	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 38 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-191.14	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-27.27	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-128.02	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 39 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	22.62	22.62	341.20	-341.20	210.12	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.96	22.62	22.62	341.20	-341.20	-154.78	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	22.62	22.62	341.20	-341.20	-278.72	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.24	22.62	22.62	341.20	-341.20	-154.78	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	22.62	22.62	341.20	-341.20	210.12	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 39 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	31.42	31.42	278.21	-278.21	-185.14	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.93	31.42	31.42	278.21	-278.21	97.06	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	31.42	31.42	278.21	-278.21	216.28	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.28	31.42	31.42	278.21	-278.21	96.37	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	31.42	31.42	278.21	-278.21	-185.14	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 39 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-210.12	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-43.30	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-185.14	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 39 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-210.12	0.00	0.30	0.00	0.000000



2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-43.30	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-185.14	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione fondazione [Combinazione n° 40 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	22.62	22.62	341.20	-341.20	213.41	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.96	22.62	22.62	341.20	-341.20	-152.11	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	22.62	22.62	341.20	-341.20	-276.26	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.24	22.62	22.62	341.20	-341.20	-152.11	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	22.62	22.62	341.20	-341.20	213.41	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione traverso [Combinazione n° 40 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.35	31.42	31.42	278.21	-278.21	-171.56	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	1.93	31.42	31.42	278.21	-278.21	92.80	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	3.60	31.42	31.42	278.21	-278.21	188.42	0.00	0.30	0.00	0.000000
4	5.28	31.42	31.42	278.21	-278.21	92.23	0.00	0.30	0.00	0.000000
5	6.85	31.42	31.42	278.21	-278.21	-171.56	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto sinistro [Combinazione n° 40 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-213.41	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-38.16	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-171.56	0.00	0.30	0.00	0.000000

Verifica fessurazione piedritto destro [Combinazione n° 40 - SLE (Frequente)]

N°	X	A _{fi}	A _{fs}	M _p	M _n	M	w	W _{lim}	S _m	ε _{sm}
1	0.40	10.05	22.62	248.77	-261.14	-213.41	0.00	0.30	0.00	0.000000
2	3.03	10.05	22.62	248.77	-261.14	-38.16	0.00	0.30	0.00	0.000000
3	5.65	10.05	22.62	248.77	-261.14	-171.56	0.00	0.30	0.00	0.000000



7.1.9. Verifiche geotecniche

Simbologia adottata

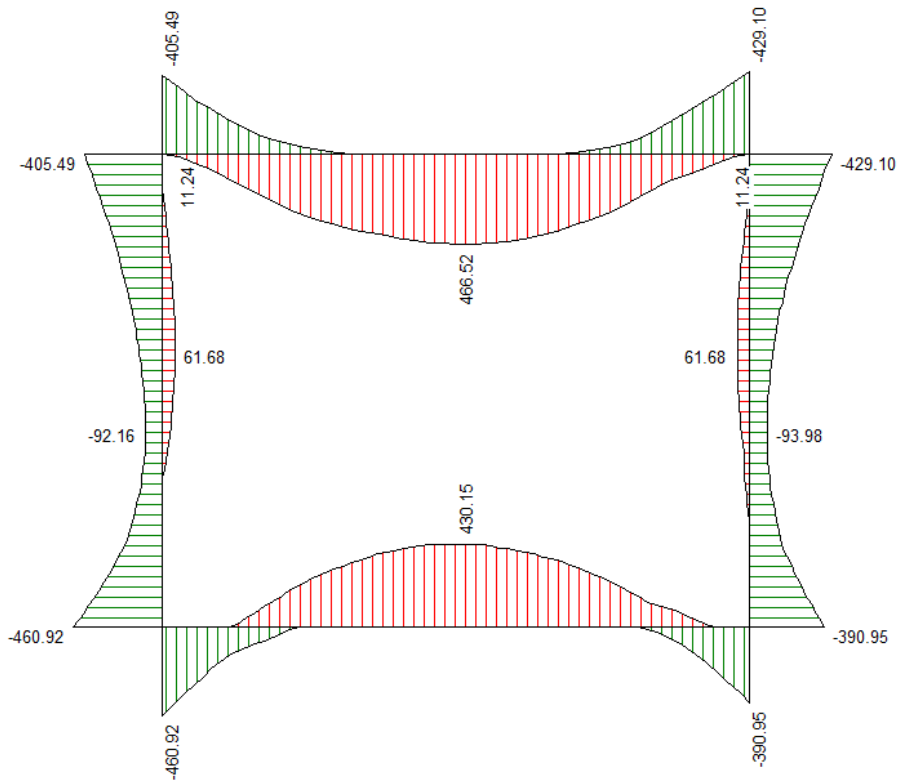
<i>IC</i>	Indice della combinazione
<i>N_c, N_q, N_γ</i>	Fattori di capacità portante
<i>N_c, N_q, N_γ</i>	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
<i>q_u</i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [N/mm ²]
<i>Q_u</i>	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
<i>Q_γ</i>	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
<i>FS</i>	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ	q_u	Q_u	Q_γ	FS
1	30.14	18.40	15.07	57.71	32.26	10.73	3.799	27349.47	443.16	61.71
2	20.42	10.43	6.53	37.15	17.47	4.65	2.023	14568.28	340.89	42.74
3	30.14	18.40	15.07	57.71	32.26	10.73	3.799	27349.47	443.16	61.71
4	20.42	10.43	6.53	37.15	17.47	4.65	2.023	14568.28	340.89	42.74
5	30.14	18.40	15.07	57.71	32.26	10.73	3.799	27349.47	758.16	36.07
6	20.42	10.43	6.53	37.15	17.47	4.65	2.023	14568.28	613.89	23.73
7	30.14	18.40	15.07	57.71	32.26	10.73	3.799	27349.47	758.16	36.07
8	20.42	10.43	6.53	37.15	17.47	4.65	2.023	14568.28	613.89	23.73
9	30.14	18.40	15.07	30.59	17.68	10.52	2.214	15943.44	698.29	22.83
10	20.42	10.43	6.53	20.03	10.00	4.45	1.208	8700.16	558.23	15.59
11	30.14	18.40	15.07	30.59	17.68	10.52	2.214	15943.44	698.29	22.83
12	20.42	10.43	6.53	20.03	10.00	4.45	1.208	8700.16	558.23	15.59
13	30.14	18.40	15.07	57.60	32.20	10.76	3.768	27130.79	706.70	38.39
14	20.42	10.43	6.53	37.08	17.44	4.67	2.007	14447.28	565.39	25.55
15	30.14	18.40	15.07	57.60	32.20	10.76	3.768	27130.79	706.70	38.39
16	20.42	10.43	6.53	37.08	17.44	4.67	2.007	14447.28	565.39	25.55
17	30.14	18.40	15.07	16.05	9.87	4.47	0.890	6409.90	359.94	17.81
18	30.14	18.40	15.07	14.16	8.85	3.79	0.761	5480.12	321.85	17.03
19	20.42	10.43	6.53	10.13	5.68	1.94	0.498	3588.55	359.94	9.97
20	20.42	10.43	6.53	8.78	5.09	1.64	0.427	3072.23	321.85	9.55
21	30.14	18.40	15.07	23.10	13.65	7.24	1.415	10184.87	569.94	17.87
22	30.14	18.40	15.07	22.13	13.13	6.84	1.339	9640.18	531.85	18.13
23	20.42	10.43	6.53	15.12	7.86	3.14	0.789	5678.15	569.94	9.96
24	20.42	10.43	6.53	14.44	7.56	2.97	0.747	5377.19	531.85	10.11
25	30.14	18.40	15.07	57.71	32.26	10.73	3.799	27349.47	616.91	44.33
26	20.42	10.43	6.53	37.15	17.47	4.65	2.023	14568.28	488.90	29.80
27	30.14	18.40	15.07	57.71	32.26	10.73	3.799	27349.47	616.91	44.33
28	20.42	10.43	6.53	37.15	17.47	4.65	2.023	14568.28	488.90	29.80
29	30.14	18.40	15.07	57.71	32.26	10.73	3.799	27349.47	638.16	42.86
30	20.42	10.43	6.53	37.15	17.47	4.65	2.023	14568.28	509.89	28.57
31	30.14	18.40	15.07	57.71	32.26	10.73	3.799	27349.47	638.16	42.86
32	20.42	10.43	6.53	37.15	17.47	4.65	2.023	14568.28	509.89	28.57

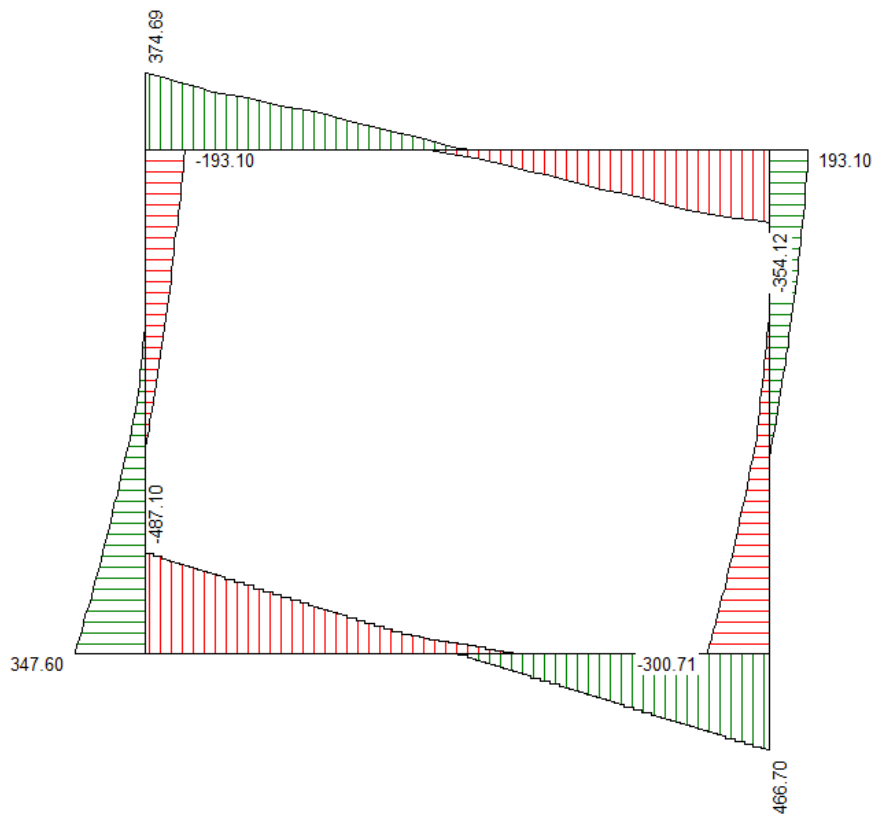


7.2. Diagrammi

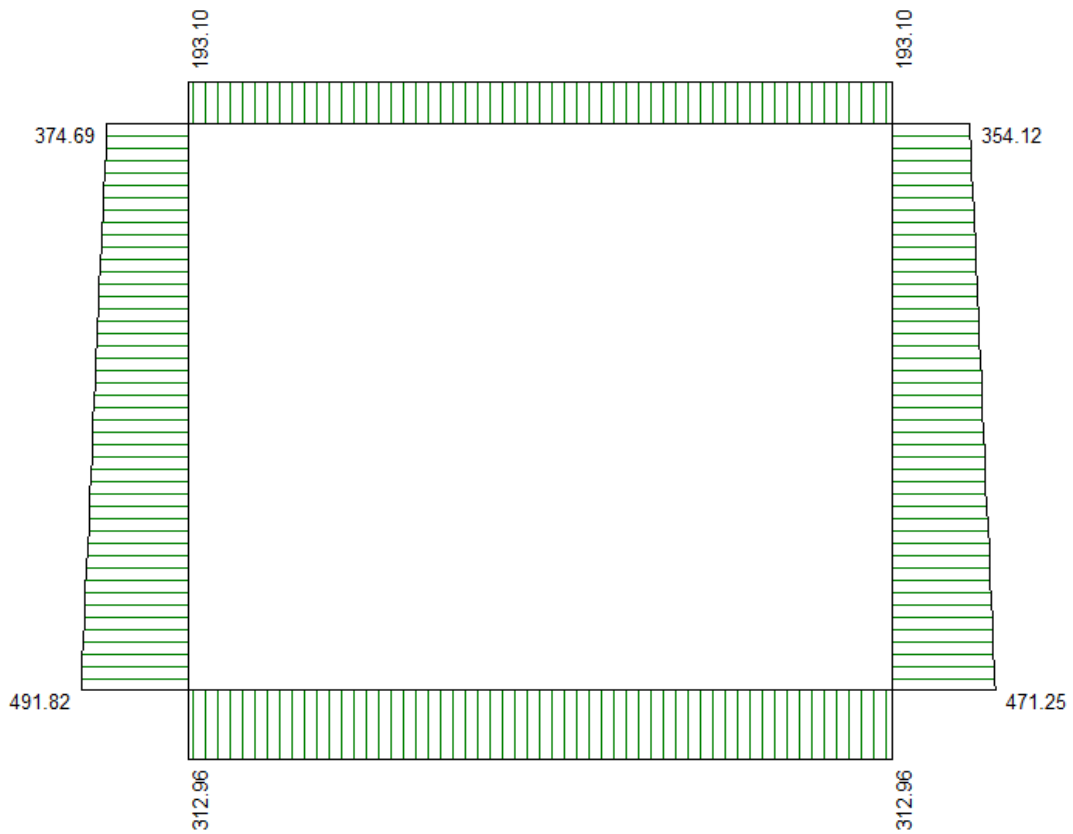
Si riportano di seguito i diagrammi delle azioni sollecitanti per l'involuppo delle combinazioni agli S.L.U.



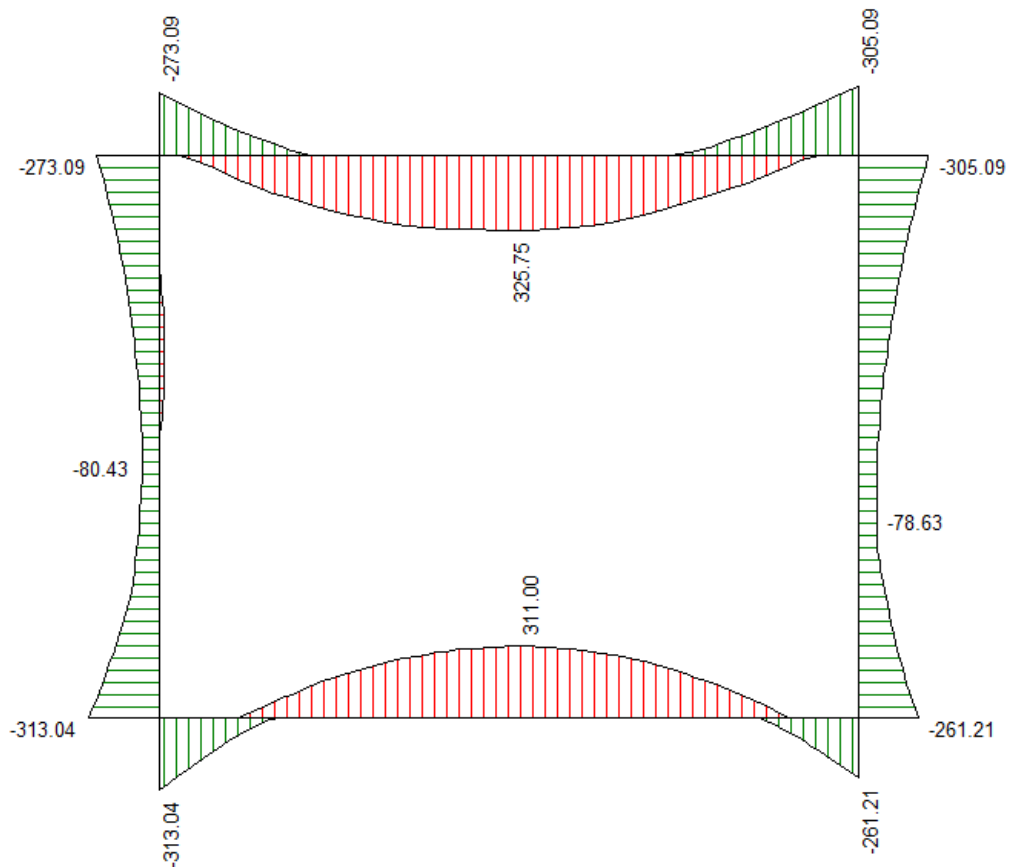
Involuppo momento S.L.U.



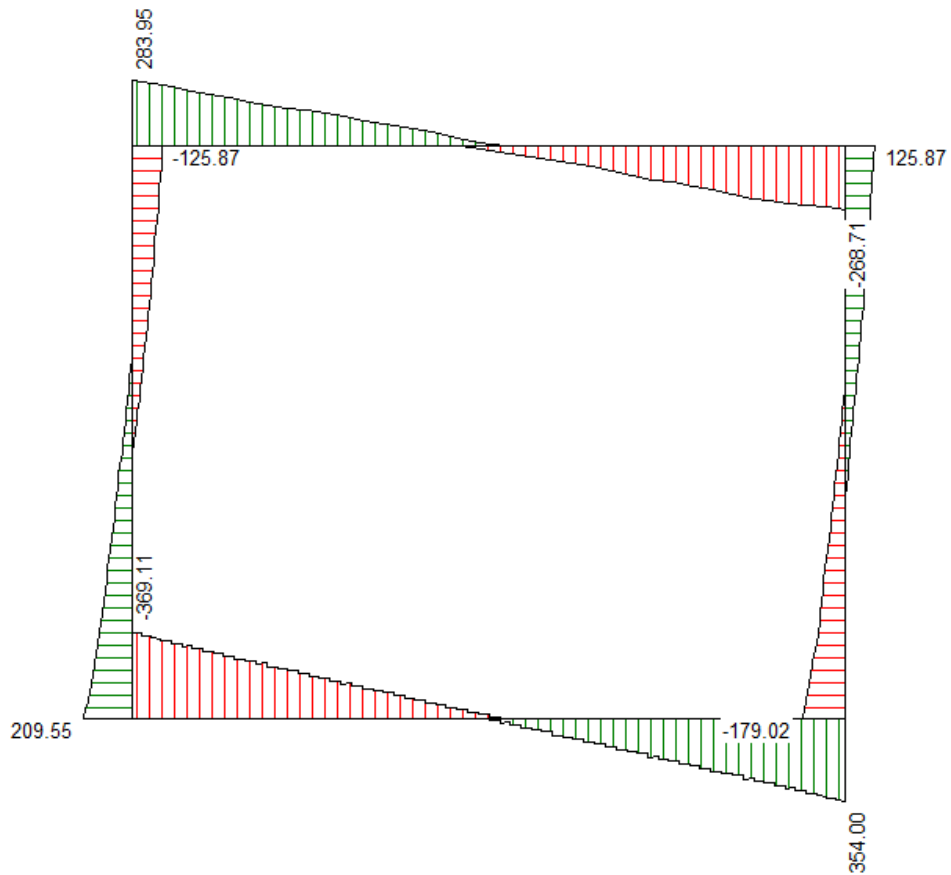
Involuppo taglio S.L.U.



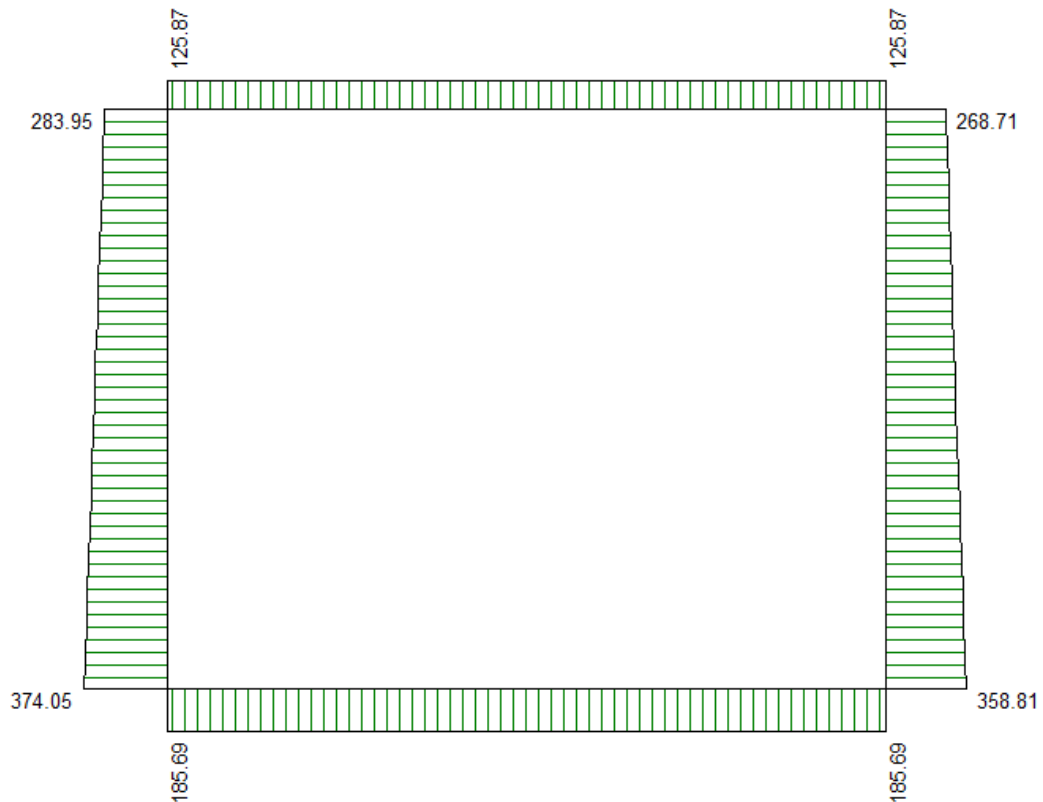
Inviluppo azione assiale S.L.U.



Inviluppo momento S.L.E.



Inviluppo taglio S.L.E.



Inviluppo azione assiale S.L.E.



7.3. Riepilogo armature

Da quanto esposto nella presente relazione si dispone per il manufatto la seguente armatura.

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	$\phi 24/20$	$\phi 24/20$
	Ritti	$\phi 16/20$	$\phi 24/20$
	Soletta	$\phi 20/10$	$\phi 20/10$
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	$\phi 12/20$ a 4 braccia	1.00 m
	Ritti – Fond.	-	-
	Soletta	$\phi 12/20$ a 4 braccia	1.00 m
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	$\phi 12/20$	$\phi 12/20$
	Ritti	$\phi 12/20$	$\phi 12/20$
	Soletta	$\phi 14/20$	$\phi 14/20$



8. ANALISI E VERIFICHE VASCA A 3 CANNE

La struttura viene schematizzata per mezzo di un modello analitico agli elementi finiti assumendo lo schema statico di telaio chiuso.

L'analisi strutturale e' condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici.

Il suolo viene modellato facendo ricorso all'usuale artificio delle molle elastiche alla Winkler.

Le caratteristiche geometriche delle varie aste inserite nel modello di calcolo sono le seguenti:

- sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 70$ cm per la soletta superiore e per i ritzi esterni
- sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 80$ cm per la soletta di fondazione
- sezione rettangolare $b \times h = 100 \times 50$ cm per i ritzi interni.

Lo schema statico della struttura scatolare è riportato nella figura seguente.



8.1. Combinazioni di calcolo

Si riporta di seguito la tabella delle combinazioni di carico utilizzate.

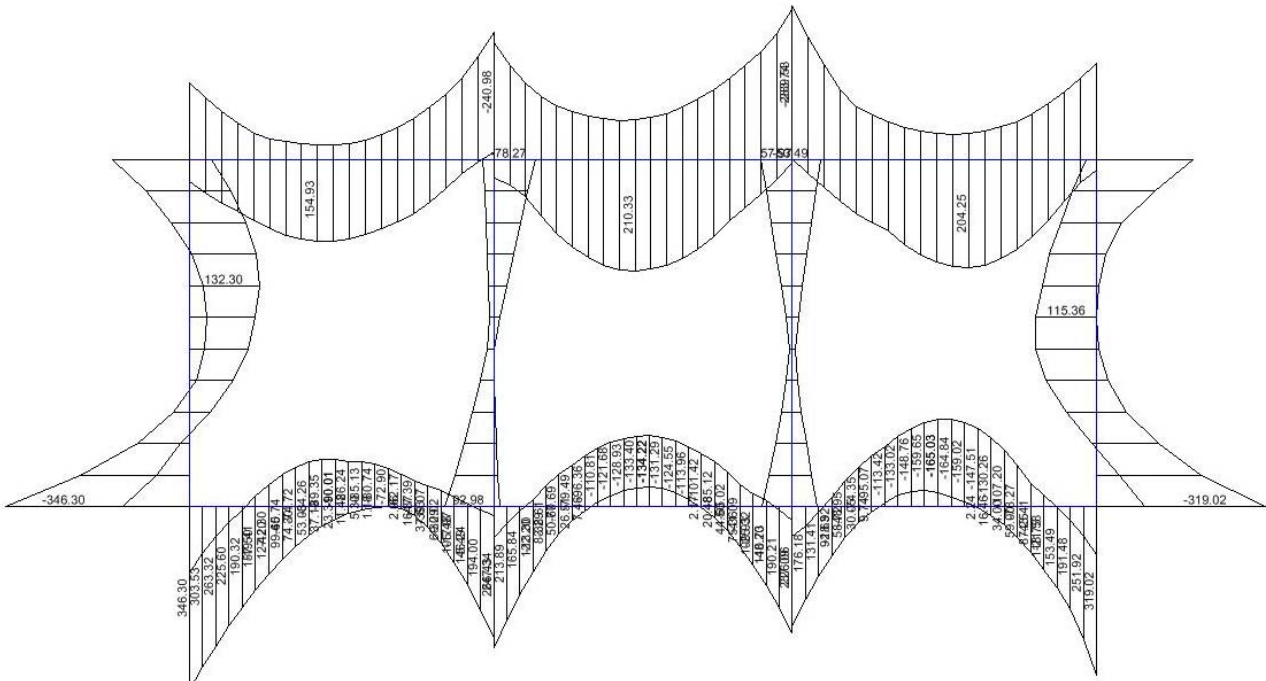
	PROPRI	PERSUP	PERINF	SPTER-SX	SPTER-SX-geo	SPTER-DX	SPTER-DX-geo	SPW-SX	SPW-DX	IDRO	ACCSUP	SPACC-SX	SPACC-SX-geo	SPACC-DX	SPACC-DX-geo	TEMP	RIT	SISMA-PP-X	SISMA-PP-Z	SISMA-IDRO-X	SISMA-IDRO-Z	
Combinazioni per verifiche in esercizio	SLE-QP-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE-QP-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE-FR-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE-FR-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE-FR-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-FR-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-FR-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-FR-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-01	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-02	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-03	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-04	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-05	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.75	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.75	0.75	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-07	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-08	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-09	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE-CAR-10	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Combinazioni S.L.U.	SLU-STR-01	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
		SLU-STR-02	1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-03		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-04		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-05		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-06		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.72	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-07		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	1.01	1.01	0.00	1.01	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-08		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	1.50	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-09		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.01	1.01	0.00	1.01	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-STR-10		1.35	1.35	1.35	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.35	0.00	1.01	1.01	0.00	0.00	0.00	1.20	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-01		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-02		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-03		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-04		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	1.15	0.00	1.15	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-05		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-06		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.15	0.00	1.15	0.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-07		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.86	0.00	0.86	0.00	0.86	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-08		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.30	0.86	0.00	0.86	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-09		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.86	0.00	0.86	0.00	0.86	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-GEO-10		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.86	0.00	0.86	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU-SIS-01		1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	1.00	0.30
SLU-SIS-02		1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.30	0.00	0.00
SLU-SIS-03		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00
SLU-SIS-04		1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	1.00	0.00	0.00

Oltre alle combinazioni sopra descritte sono stati generati i seguenti involuppi:

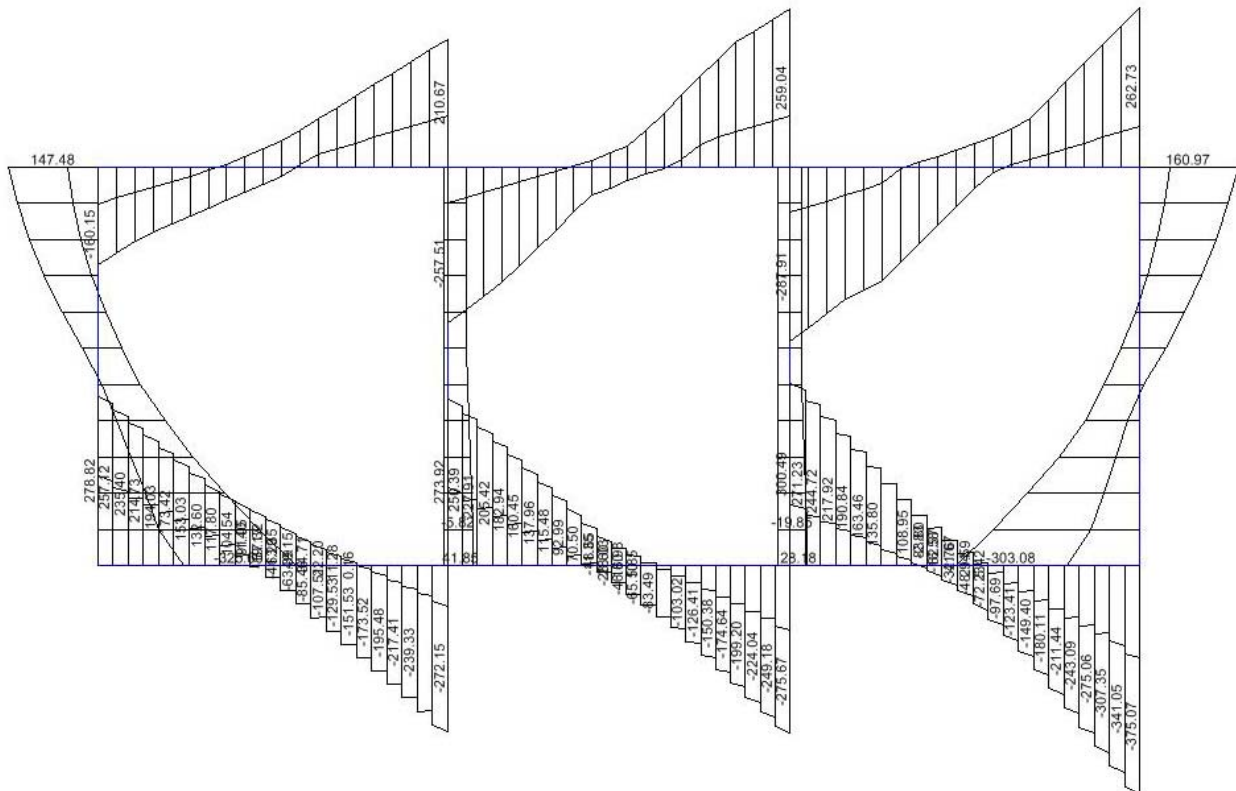
- Inviluppo delle combinazioni allo stato limite ultimo INV-SLU
- Inviluppo delle combinazioni allo stato limite di esercizio INV-SLE-RARE
- Inviluppo delle combinazioni allo stato limite di esercizio INV-SLE-FREQUENTI
- Inviluppo delle combinazioni allo stato limite di esercizio INV-SLE-



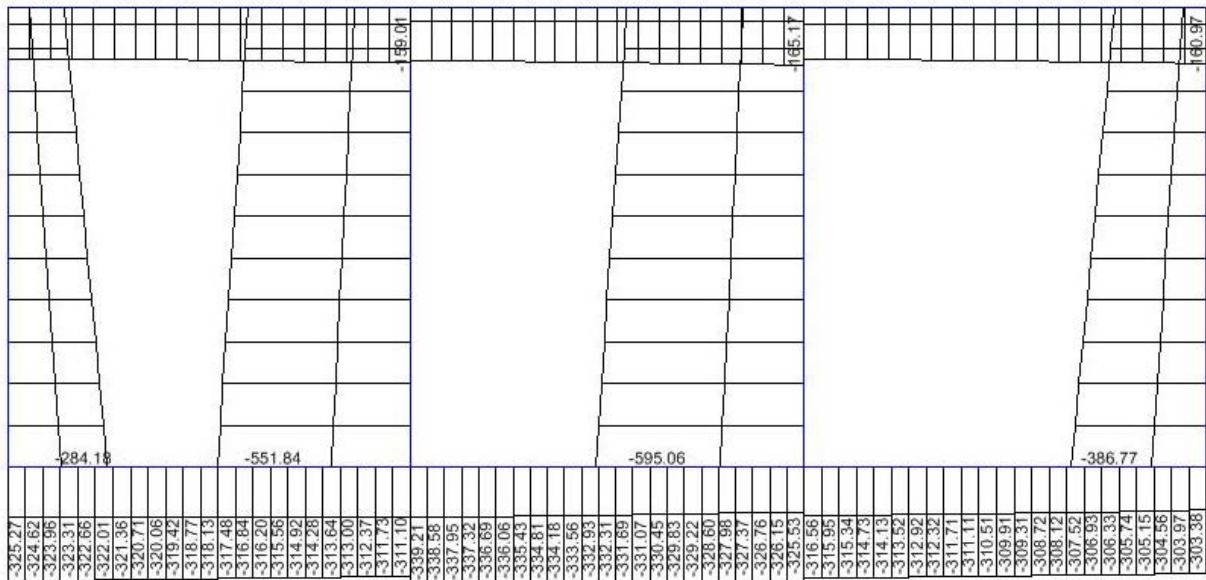
Di seguito si riportano i grafici per gli involuipi delle combinazioni allo SLU e allo SLE.

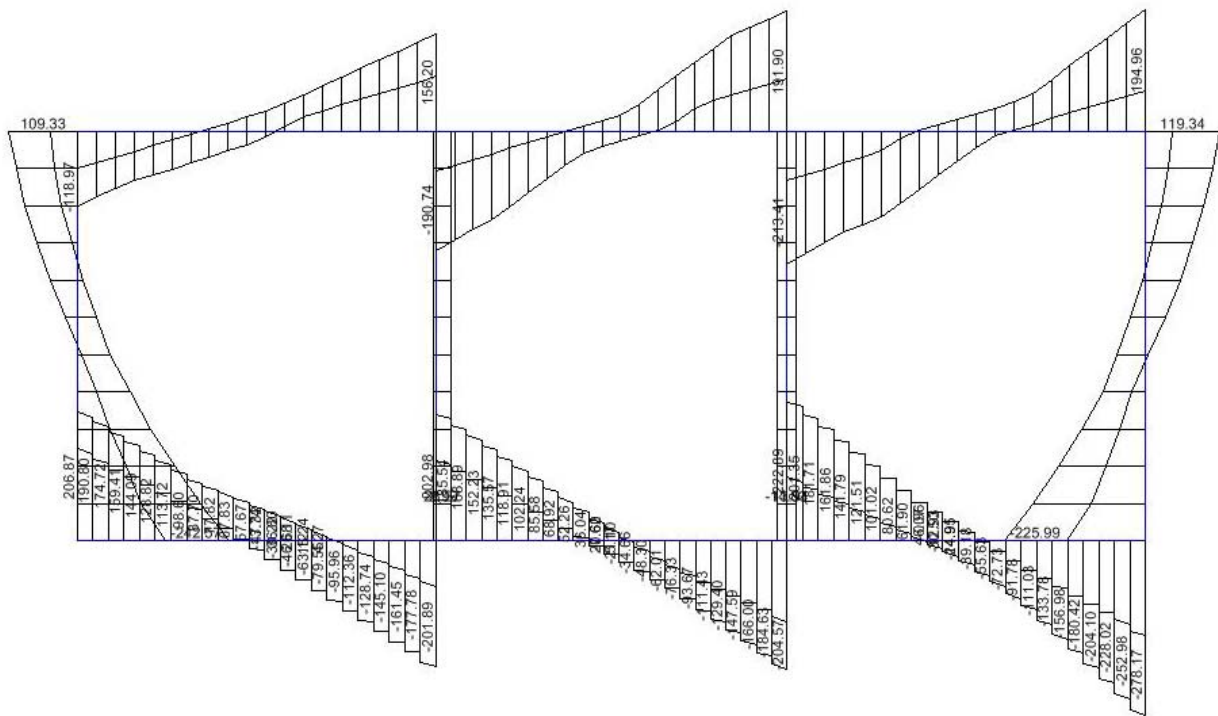


Involuppo SLU - Momento flettente



Involuppo SLU – Azione tagliante







9. SOLLECITAZIONI

In favore di sicurezza, le verifiche vengono condotte utilizzando i massimi valori delle sollecitazioni ottenuti dagli involuipi delle combinazioni di calcolo.

Si riportano di seguito le tabelle con sollecitazioni.

9.1. Soletta superiore

COMB. SLU						
Asta	Combinaz.	Distanza	N ¹	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
66	INV-SLU	2.13	-	29.84	210.33	Momento massimo mezzeria
67	INV-SLU	0.00	-	287.91	-289.53	Momento min. inc. ritto centr.
67	INV-SLU	4.60	-	66.41	-182.53	Momento minimo inc. ritto lat.
67	INV-SLU	0.00	-	287.91	-289.53	Taglio massimo

COMB. SLE-rara						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
66	INV-SLE	2.13	-	-	164.75	Momento massimo mezzeria
67	INV-SLE	0.00	-	-	-220.64	Momento min. inc. ritto centr.
67	INV-SLE	4.60	-	-	-137.99	Momento minimo inc. ritto lat.

COMB. SLE-frequente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
67	INV-FR	2.66	-	-	136.32	Momento massimo mezzeria
67	INV-FR	0.00	-	-	-193.46	Momento min. inc. ritto centr.
65	INV-FR	0.00	-	-	-104.04	Momento minimo inc. ritto lat.

COMB. SLE-quasi permanente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
66	INV-QP	2.13	-	-	61.30	Momento massimo mezzeria
67	INV-QP	0.00	-	-	-121.08	Momento min. inc. ritto centr.
67	INV-QP	4.60	-	-	-52.80	Momento minimo inc. ritto lat.

¹ In favore di sicurezza le verifiche della soletta vengono eseguite trascurando l'azione assiale.



9.2. Ritti esterni

COMB. SLU						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
61	INV-SLU	3.34	-93.60	59.14	132.30	Momento massimo (interno)
61	INV-SLU	0.00	-152.14	325.60	-346.30	Momento minimo (esterno)
61	INV-SLU	0.00	-152.14	325.60	-346.30	Taglio massimo

COMB. SLE-rara						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
61	INV-SLE	3.34	-92.76	-	100.40	Momento massimo (interno)
61	INV-SLE	0.00	-151.21	-	-260.29	Momento minimo (esterno)

COMB. SLE-frequente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
61	INV-FR	3.34	-96.00	-	88.75	Momento massimo (interno)
64	INV-FR	0.00	-159.86	-	-243.98	Momento minimo (esterno)

COMB. SLE-quasi permanente ²						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
61	INV-QP	2.87	-110.34	-	71.53	Momento massimo (interno)
61	INV-QP	0.00	-160.48	-	-200.45	Momento minimo (esterno)

² Il momento positivo risulta trascurabile.



9.3. Ritti interni

COMB. SLU						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
62	INV-SLU	0.00	-225.36	41.85	92.98	Momento massimo
62	INV-SLU	5.25	-159.74	31.25	-78.27	Momento minimo
62	INV-SLU	0.00	-225.36	41.85	92.98	Taglio massimo

COMB. SLE-rara						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
63	INV-SLE	0.00	-229.61	-	36.97	Momento massimo
62	INV-SLE	5.25	-163.99	-	-58.19	Momento minimo

COMB. SLE-frequente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
63	INV-FR	0.00	-234.66	-	44.00	Momento massimo
62	INV-FR	5.25	-169.03	-	-39.97	Momento minimo

COMB. SLE-quasi permanente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
62	INV-QP	0.00	-244.45	-	21.09	Momento massimo
62	INV-QP	5.25	-178.85	-	-18.19	Momento minimo

**9.4. Soletta di fondazione**

COMB. SLU						
Asta	Combinaz.	Distanza	N ³	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
60	INV-SLU	0.200	-	41.67	-165.03	Momento massimo mezzeria
26	INV-SLU	0.00	-	273.92	266.43	Momento min. inc. ritto centr.
2	INV-SLU	0.00	-	278.82	346.30	Momento minimo inc. ritto lat.
79	INV-SLU	0.200	-	375.07	319.02	Taglio massimo

COMB. SLE-rara						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
60	INV-SLE	0.200	-	-	-120.06	Momento massimo mezzeria
26	INV-SLE	0.00	-	-	200.04	Momento min. inc. ritto centr.
2	INV-SLE	0.00	-	-	260.29	Momento minimo inc. ritto lat.

COMB. SLE-frequente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
60	INV-FR	0.200	-	-	-99.76	Momento massimo mezzeria
26	INV-FR	0.00	-	-	167.63	Momento min. inc. ritto centr.
79	INV-FR	0.200	-	-	243.97	Momento minimo inc. ritto lat.

COMB. SLE-quasi permanente						
Asta	Combinaz.	Distanza	N	V	M	Note
		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	
37	INV-QP	0.200	-	-	-70.11	Momento massimo mezzeria
26	INV-QP	0.00	-	-	89.66	Momento min. inc. ritto centr.
79	INV-QP	0.200	-	-	200.45	Momento minimo inc. ritto lat.

³ In favore di sicurezza le verifiche della soletta vengono eseguite trascurando l'azione assiale.



9.5. Verifiche di resistenza e fessurazione

Nei successivi paragrafi si riportano le verifiche di resistenza e fessurazione di fondazione, ritti e soletta.

9.5.1. Soletta superiore

Tipo sezione	Rettangolare
Base	100.0 [cm]
Altezza	70.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	7000.00 [cmq]
Inerzia in direzione X	5833333.3 [cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	2858333.3 [cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0 [cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 50.00 [cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 35.00 [cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	95.80	64.80	24	4.52
2	72.90	64.80	24	4.52
3	50.00	64.80	24	4.52
4	27.10	64.80	24	4.52
5	4.20	64.80	24	4.52
6	4.00	5.00	24	4.52
7	27.00	5.00	24	4.52
8	50.00	5.00	24	4.52
9	73.00	5.00	24	4.52
10	96.00	5.00	24	4.52

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	0.0000	210.3300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	-289.5300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO



3	0.0000	-182.5300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
4	0.0000	164.7500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	0.0000	-220.6400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
6	0.0000	-137.9900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
7	0.0000	136.3200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
8	0.0000	-193.4600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
9	0.0000	-104.0400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
10	0.0000	61.3000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
11	0.0000	-121.0800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
12	0.0000	-52.8000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

Risultati analisi - Sollecitazioni ultime

Flessione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>545.5767</u>	2.59

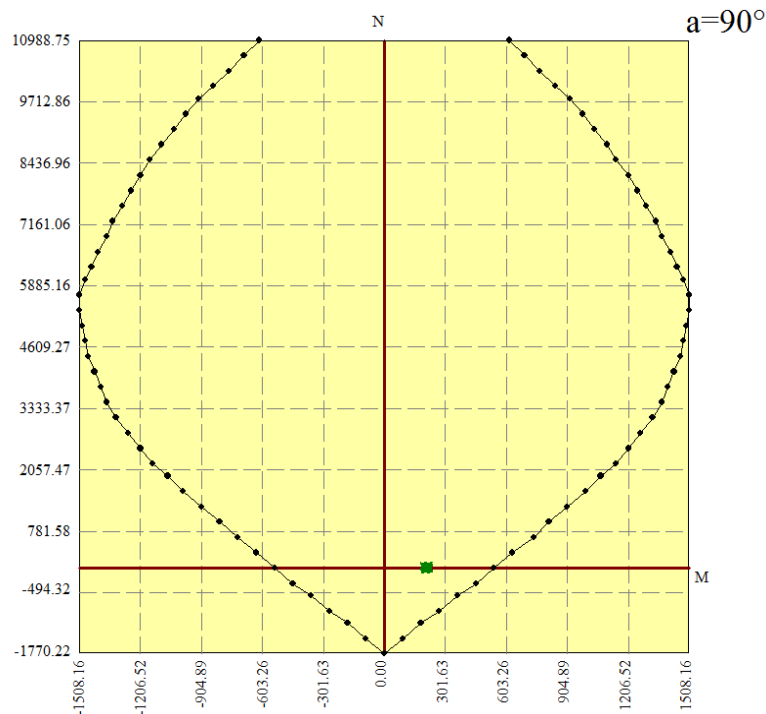


Diagramma M - N



Combinazione n° 2

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>-544.1938</u>	1.88

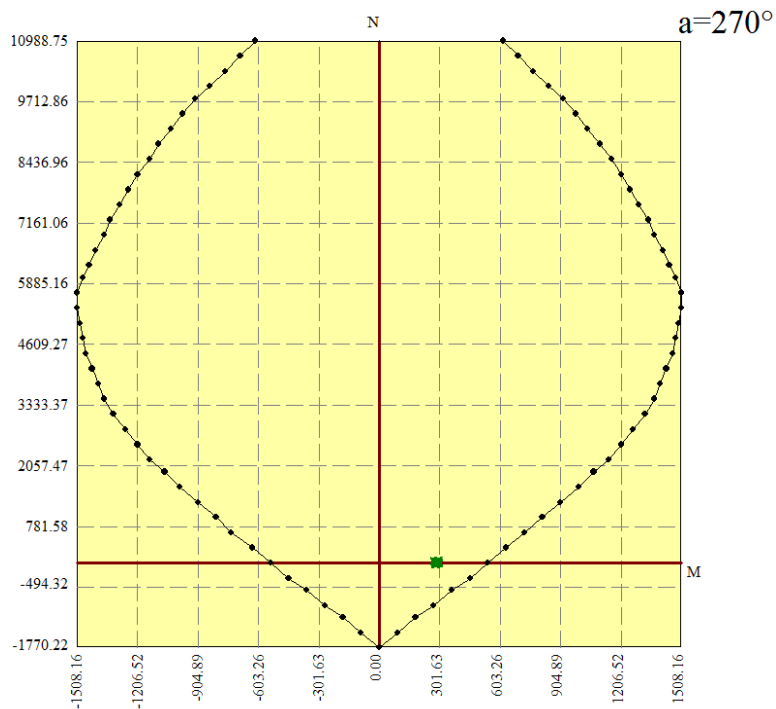


Diagramma M - N

Combinazione n° 3

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>-544.1938</u>	2.98

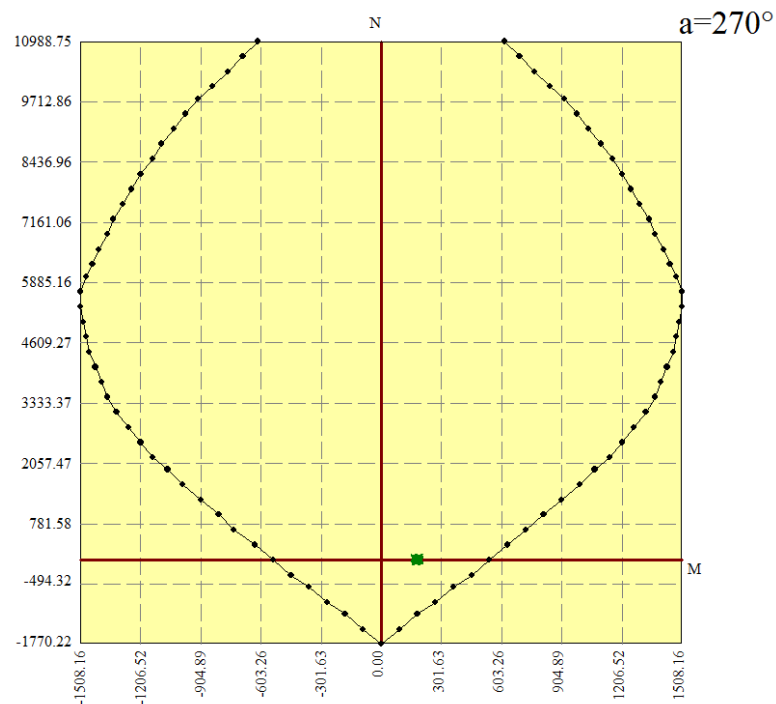


Diagramma M - N



Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)
Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	287.91	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	660	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	24	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2260	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0034	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.55	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.36	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	240.37	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	264.10	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)
Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	452	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	525.30	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	2444.56	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	525.30	kN

VERIFICA SODDISFATTA.



Risultati analisi - Sollecitazioni in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
4	16.07	0.00	(0.00; 53.93)	(100.00; 53.93)
5	16.01	0.00	(100.00; 16.01)	(0.00; 16.01)
6	16.01	0.00	(100.00; 16.01)	(0.00; 16.01)
7	16.07	0.00	(0.00; 53.93)	(100.00; 53.93)
8	16.01	0.00	(100.00; 16.01)	(0.00; 16.01)
9	16.01	0.00	(100.00; 16.01)	(0.00; 16.01)
10	16.07	0.00	(0.00; 53.93)	(100.00; 53.93)
11	16.01	0.00	(100.00; 16.01)	(0.00; 16.01)
12	16.01	0.00	(100.00; 16.01)	(0.00; 16.01)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm²]

σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm²]

τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
4	2.672	0.000	0.000	27.115	-122.047
5	3.584	0.000	0.000	36.975	-163.833
6	2.242	0.000	0.000	23.124	-102.462
7	2.211	0.000	0.000	22.436	-100.986
8	3.143	0.000	0.000	32.420	-143.650
9	1.690	0.000	0.000	17.435	-77.253
10	0.994	0.000	0.000	10.089	-45.411
11	1.967	0.000	0.000	20.291	-89.906
12	0.858	0.000	0.000	8.848	-39.206

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]

M_y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm²]

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm²]

A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]

ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]

S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]

w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
7	0.0000	198.3774	-146.959	-10.798	2300.00	0.0000	0	0.0000
8	0.0000	-198.2772	-147.227	-10.861	2320.00	0.0000	0	0.0000
9	0.0000	-198.2772	-147.227	-10.861	2320.00	0.0000	0	0.0000



10	0.0000	198.3774	-146.959	-10.798	2300.00	0.0000	0	0.0000
11	0.0000	-198.2772	-147.227	-10.861	2320.00	0.0000	0	0.0000
12	0.0000	-198.2772	-147.227	-10.861	2320.00	0.0000	0	0.0000

9.5.2. Ritti esterni

Tipo sezione	Rettangolare	
Base	100.0	[cm]
Altezza	70.0	[cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	7000.00	[cmq]
Inerzia in direzione X	5833333.3	[cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	2858333.3	[cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0	[cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	X _G = 50.00	[cm]
Ordinata baricentro sezione	Y _G = 35.00	[cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.20	65.20	16	2.01
2	73.10	65.20	16	2.01
3	50.00	65.20	16	2.01
4	26.90	65.20	16	2.01
5	3.80	65.20	16	2.01
6	4.00	5.00	20	3.14
7	14.22	5.00	20	3.14
8	24.44	5.00	20	3.14
9	34.67	5.00	20	3.14
10	44.89	5.00	20	3.14
11	55.11	5.00	20	3.14
12	65.33	5.00	20	3.14
13	75.56	5.00	20	3.14
14	85.78	5.00	20	3.14
15	96.00	5.00	20	3.14



Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M _Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M _X	momento lungo X espresso in [kNm]
M _t	momento torcente espresso in [kNm]
T _Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T _X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M _Y	M _X	M _t	T _Y	T _X	VD	VT
1	93.6000	-132.3000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	152.1400	346.3000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	92.7600	-100.4000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	151.2100	260.2900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	96.0000	-88.7500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	159.8600	243.9800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
7	110.3400	-71.5300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
8	160.4800	200.4500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

Risultati analisi - Sollecitazioni ultime

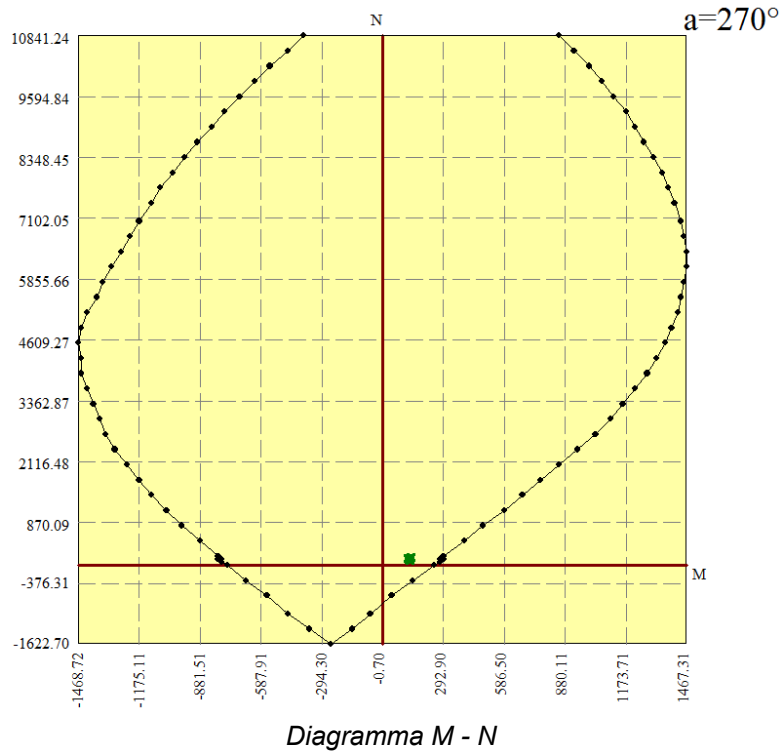
Presso - flessione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

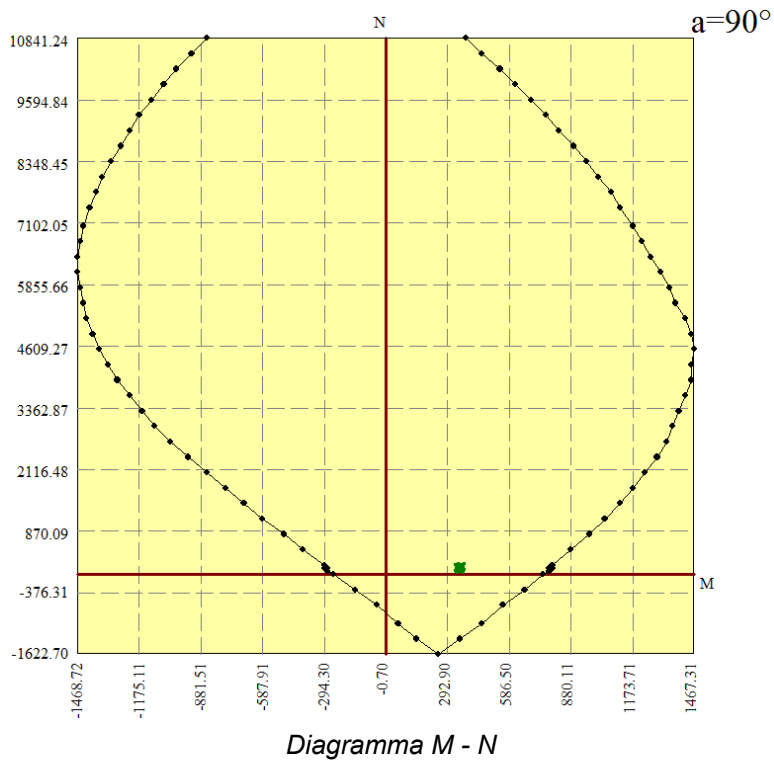
Combinazione n° 1

	N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
	224.2283	0.0000	-316.9381	2.40
	12751.9742	0.0000	-132.3000	136.24
	93.6000	0.0000	-276.5910	2.09



Combinazione n° 2

N_u	M_{x_u}	M_{y_u}	FS
<u>377.2000</u>	0.0000	<u>858.5799</u>	2.48
<u>10976.7686</u>	0.0000	346.3000	72.15
152.1400	0.0000	<u>795.4440</u>	2.30





Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)
Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	325.60	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	660	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	10	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	3140	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0048	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.55	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.36	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	240.37	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	294.69	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)
Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	452	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	525.30	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	2444.56	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	525.30	kN

VERIFICA SODDISFATTA.



Risultati analisi - Sollecitazioni in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
3	13.84	0.00	(100.00; 13.84)	(0.00; 13.84)
4	22.52	0.00	(0.00; 47.48)	(100.00; 47.48)
5	14.52	0.00	(100.00; 14.52)	(0.00; 14.52)
6	22.91	0.00	(0.00; 47.09)	(100.00; 47.09)
7	16.80	0.00	(100.00; 16.80)	(0.00; 16.80)
8	23.69	0.00	(0.00; 46.31)	(100.00; 46.31)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm²]

σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm²]

τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
3	2.138	0.000	0.000	20.488	-118.972
4	4.252	0.000	0.000	50.190	-120.335
5	1.886	0.000	0.000	18.549	-98.700
6	4.005	0.000	0.000	47.491	-110.362
7	1.498	0.000	0.000	15.784	-64.744
8	3.320	0.000	0.000	39.706	-86.805

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

M_X Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]

M_Y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm²]

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm²]

A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]

ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]

S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]

w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M _X	M _Y	σ_f	σ_c	A _{eff}	ϵ	S _{rm}	w
5	0.0000	-220.7442	-245.492	-17.916	1680.00	0.0000	0	0.0000
6	0.0000	219.5847	-99.327	-7.408	2000.00	0.0427	220	0.1597
7	0.0000	-238.2358	-215.635	-15.801	1680.00	0.0000	0	0.0000
8	0.0000	223.8201	-96.925	-7.244	2000.00	0.0000	0	0.0000



9.5.3. Ritti interni

Tipo sezione	Rettangolare
Base	100.0 [cm]
Altezza	50.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	5000.00 [cmq]
Inerzia in direzione X	4166666.7 [cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	1041666.7 [cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0 [cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$ [cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 25.00$ [cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.20	45.20	16	2.01
2	73.10	45.20	16	2.01
3	50.00	45.20	16	2.01
4	26.90	45.20	16	2.01
5	3.80	45.20	16	2.01
6	3.80	4.80	16	2.01
7	26.90	4.80	16	2.01
8	50.00	4.80	16	2.01
9	73.10	4.80	16	2.01
10	96.20	4.80	16	2.01

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M_Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M_X	momento lungo X espresso in [kNm]
M_t	momento torcente espresso in [kNm]
T_Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T_X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M_Y	M_X	M_t	T_Y	T_X	VD	VT
1	225.3600	92.9800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	159.7400	-78.2700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	229.6100	36.9700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
4	163.9900	-58.1900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	234.6600	44.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
6	169.0300	-39.9700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
7	244.4500	21.0900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP



8 178.8500 -18.1900 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 NO SLEQP

Risultati analisi – Sollecitazioni ultime

Presso – flessione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione
 N_u Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
 M_{Xu} Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
 M_{Yu} Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
 FS Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

	N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
	<u>826.2937</u>	0.0000	<u>340.9158</u>	3.67
	<u>8551.4086</u>	0.0000	92.9800	37.95
	225.3600	0.0000	<u>219.1779</u>	2.36

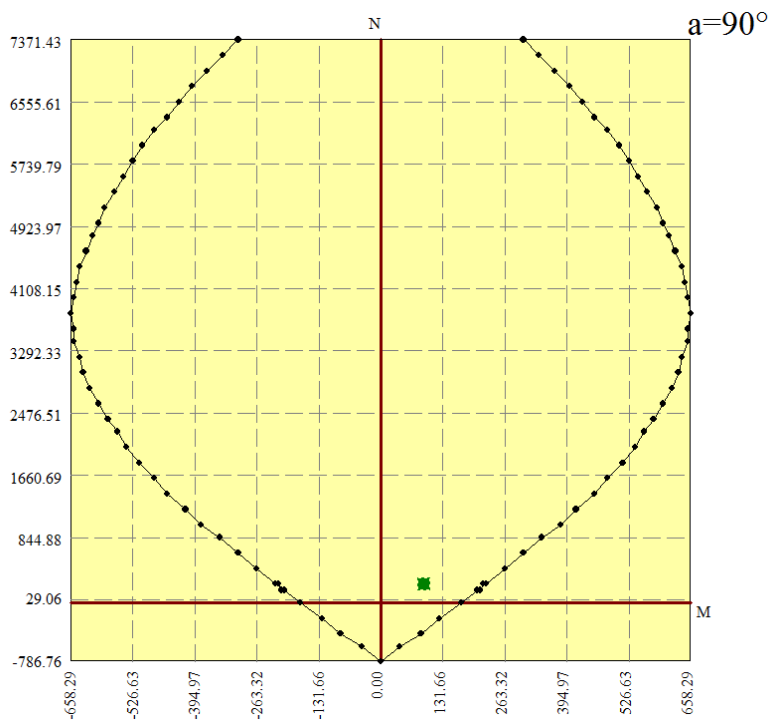


Diagramma M – N

Combinazione n° 2

	N _u	M _{Xu}	M _{Yu}	FS
	<u>608.4276</u>	0.0000	<u>-298.1196</u>	3.81
	<u>8628.5241</u>	0.0000	-78.2700	54.02
	159.7400	0.0000	<u>-205.2400</u>	2.62

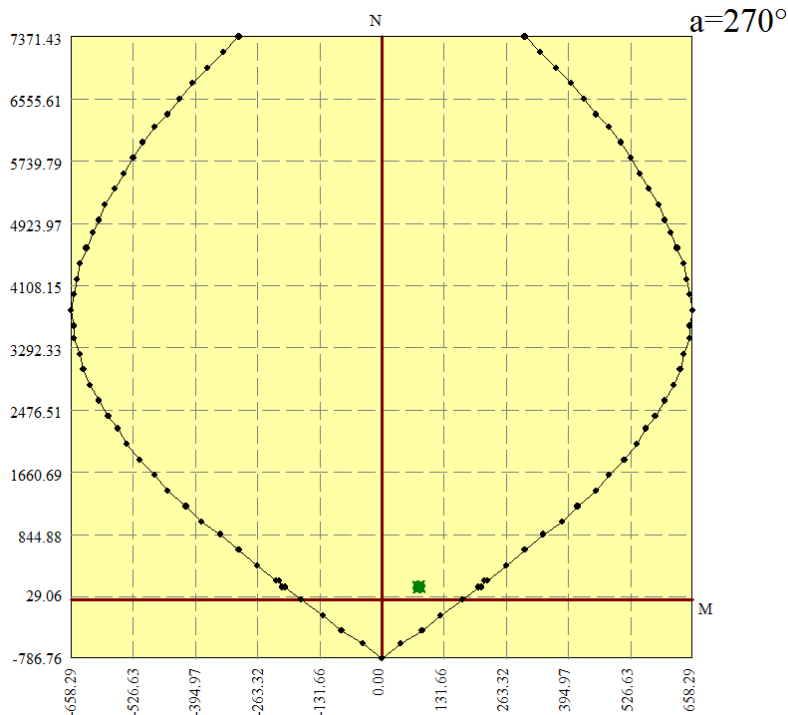


Diagramma M – N

Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)
Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	41.85	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	460	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1005	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0022	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.66	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.40	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	185.49	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	185.49	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.



Risultati analisi – Sollecitazioni in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
3	31.95	0.00	(0.00; 18.05)	(100.00; 18.05)
4	16.41	0.00	(100.00; 16.41)	(0.00; 16.41)
5	27.45	0.00	(0.00; 22.55)	(100.00; 22.55)
6	21.99	0.00	(100.00; 21.99)	(0.00; 21.99)
7	50.46	0.00	(0.00; -0.46)	(100.00; -0.46)
8	46.13	0.00	(100.00; 46.13)	(0.00; 46.13)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm²]

σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm²]

τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
3	1.381	0.000	0.000	17.599	-8.591
4	2.474	0.000	0.000	26.254	-65.068
5	1.677	0.000	0.000	20.756	-16.270
6	1.597	0.000	0.000	18.729	-25.286
7	0.914	0.000	0.000	12.403	1.430
8	0.732	0.000	0.000	9.832	0.221

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]

M_y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm²]

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm²]

A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]

ε Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]

S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]

w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ε	S_{rm}	w
5	0.0000	175.6570	-64.955	-5.501	1127.64	0.0000	0	0.0000
6	0.0000	-148.5303	-93.963	-7.560	1400.46	0.0000	0	0.0000
7	0.0000	5025.3704	340.703	2.003	0.00	0.0000	0	0.0000
8	0.0000	-686.4765	8.355	-2.316	0.00	0.0000	0	0.0000



9.5.4. Soletta di fondazione

Tipo sezione	Rettangolare
Base	100.0 [cm]
Altezza	80.0 [cm]

Caratteristiche geometriche

Area sezione	8000.00 [cmq]
Inerzia in direzione X	6666666.7 [cm ⁴]
Inerzia in direzione Y	4266666.7 [cm ⁴]
Inerzia in direzione XY	0.0 [cm ⁴]
Ascissa baricentro sezione	$X_G = 50.00$ [cm]
Ordinata baricentro sezione	$Y_G = 40.00$ [cm]

Elenco ferri

Simbologia adottata

Posizione riferita all'origine

N°	numero d'ordine
X	Ascissa posizione ferro espresso in [cm]
Y	Ordinata posizione ferro espresso in [cm]
d	Diametro ferro espresso in [mm]
ω	Area del ferro espresso in [cmq]

N°	X	Y	d	ω
1	96.00	75.00	20	3.14
2	73.00	75.00	20	3.14
3	50.00	75.00	20	3.14
4	27.00	75.00	20	3.14
5	4.00	75.00	20	3.14
6	4.20	5.20	24	4.52
7	27.10	5.20	24	4.52
8	50.00	5.20	24	4.52
9	72.90	5.20	24	4.52
10	95.80	5.20	24	4.52

Combinazioni

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N	sforzo normale espresso in [kN]
M_Y	momento lungo Y espresso in [kNm]
M_X	momento lungo X espresso in [kNm]
M_t	momento torcente espresso in [kNm]
T_Y	taglio lungo Y espresso in [kN]
T_X	taglio lungo X espresso in [kN]
VD	verifica di dominio
VT	verifica tensionale (SLER - Combinazione rara, SLEF - Combinazione frequente, SLEQP - Combinazione quasi permanente, TAMM - Verifica a tensioni ammissibili)

N°	N	M_Y	M_X	M_t	T_Y	T_X	VD	VT
1	0.0000	-165.0300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
2	0.0000	266.4300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
3	0.0000	346.3000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	SI	NO
4	0.0000	-120.0600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
5	0.0000	200.0400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER
6	0.0000	260.2900	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLER



7	0.0000	-99.7600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
8	0.0000	167.6300	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
9	0.0000	243.9700	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEF
10	0.0000	-70.1100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
11	0.0000	89.6600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP
12	0.0000	200.4500	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	NO	SLEQP

Risultati analisi - Sollecitazioni ultime

Flessione

Simbologia adottata

N°	numero d'ordine della combinazione
N _u	Sforzo normale ultimo, espresso in [kN]
M _{Xu}	Momento ultimo in direzione X, espresso in [kNm]
M _{Yu}	Momento ultimo in direzione Y, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza

Combinazione n° 1

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>-442.5240</u>	2.68

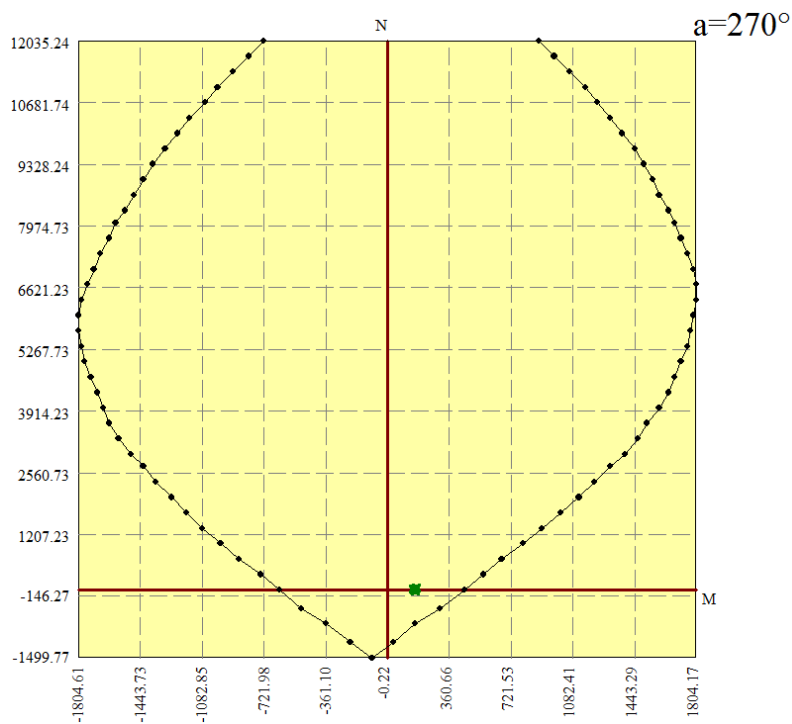


Diagramma M - N



Combinazione n° 2

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>631.7401</u>	2.37

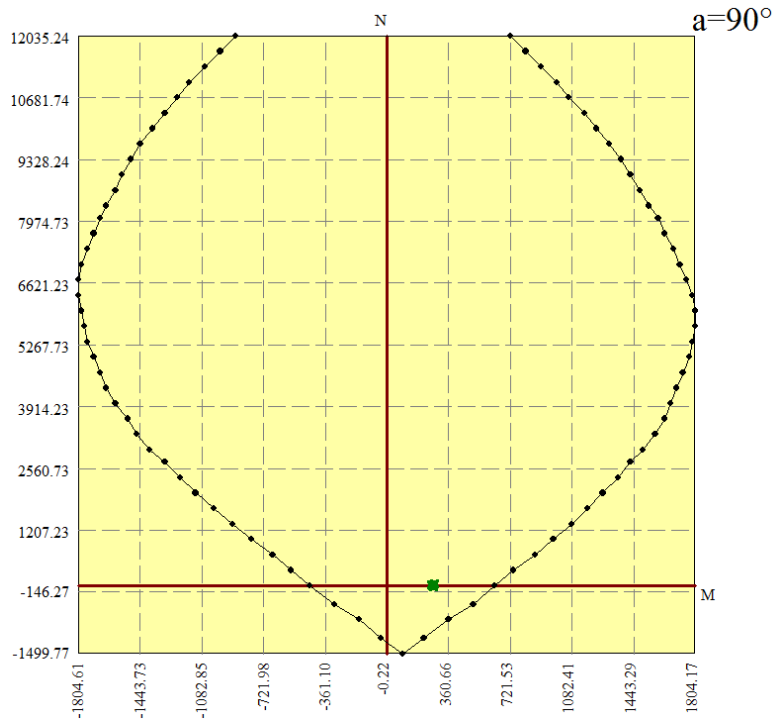


Diagramma M - N

Combinazione n° 3

N_u	M_{Xu}	M_{Yu}	FS
0.0000	0.0000	<u>631.7401</u>	1.82

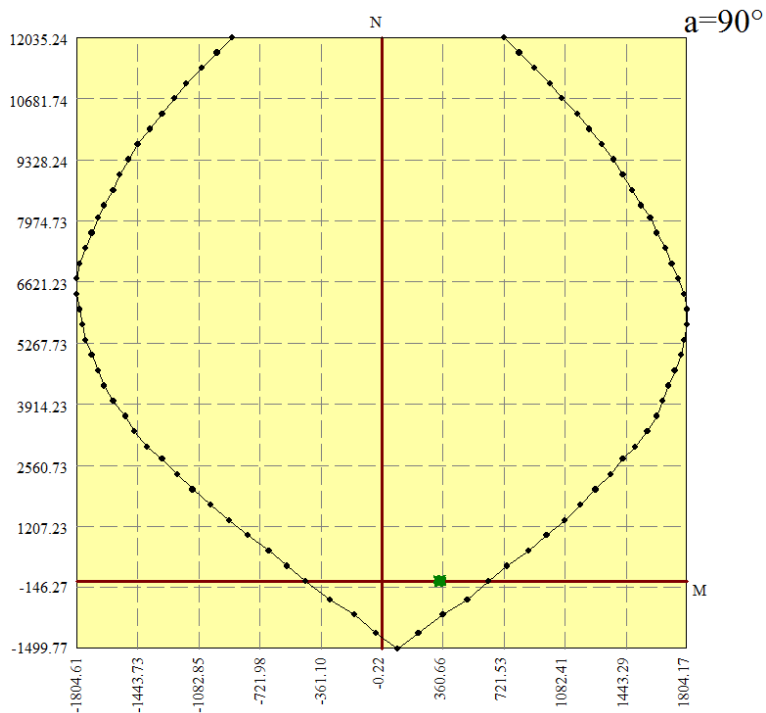


Diagramma M - N



Taglio

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)
Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	35	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	29.05	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	16.46	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	375.07	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	760	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	24	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2260	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0030	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.51	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.35	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	266.81	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	283.12	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)
Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	4	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	452	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	45	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	8.23	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	604.89	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	2814.95	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	604.89	kN

VERIFICA SODDISFATTA.



Risultati analisi - Sollecitazioni in esercizio

Caratteristiche asse neutro

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

Xc posizione asse neutro espresso in [cm]

α inclinazione asse neutro rispetto all'orizzontale, espressa in [°]

(xi; yi) - (xf; yf) Punti di intersezione dell'asse neutro con il perimetro della sezione, espressi in [cm]

N°	Xc	α	(xi; yi)	(xf; yf)
4	14.79	0.00	(100.00; 14.79)	(0.00; 14.79)
5	18.00	0.00	(0.00; 62.00)	(100.00; 62.00)
6	18.00	0.00	(0.00; 62.00)	(100.00; 62.00)
7	14.79	0.00	(100.00; 14.79)	(0.00; 14.79)
8	18.00	0.00	(0.00; 62.00)	(100.00; 62.00)
9	18.00	0.00	(0.00; 62.00)	(100.00; 62.00)
10	14.79	0.00	(100.00; 14.79)	(0.00; 14.79)
11	18.00	0.00	(0.00; 62.00)	(100.00; 62.00)
12	18.00	0.00	(0.00; 62.00)	(100.00; 62.00)

Risultati tensionali

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

σ_{c-max} Tensione massima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{c-min} Tensione minima nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

σ_{f-max} Tensione massima nel ferro espresso in [N/mm²]

σ_{f-min} Tensione minima nel ferro espresso in [N/mm²]

τ_c Tensione tangenziale nel calcestruzzo espresso in [N/mm²]

N°	σ_{c-max}	σ_{c-min}	τ_c	σ_{f-max}	σ_{f-min}
4	1.788	0.000	0.000	17.385	-109.176
5	2.710	0.000	0.000	29.363	-128.248
6	3.526	0.000	0.000	38.206	-166.875
7	1.485	0.000	0.000	14.445	-90.716
8	2.271	0.000	0.000	24.605	-107.469
9	3.305	0.000	0.000	35.811	-156.412
10	1.044	0.000	0.000	10.152	-63.754
11	1.215	0.000	0.000	13.161	-57.482
12	2.716	0.000	0.000	29.423	-128.511

Risultati fessurazione

Simbologia adottata

N° numero d'ordine della combinazione

M_x Momento di prima fessurazione in direzione X, espresso in [kNm]

M_y Momento di prima fessurazione in direzione Y, espresso in [kNm]

σ_f Tensione nell'acciaio, espressa in [N/mm²]

σ_c Tensione nel calcestruzzo, espressa in [N/mm²]

A_{eff} Area efficace a trazione, espressa in [cm²]

ϵ Deformazione media acciaio teso, espressa in [°]

S_{rm} Distanza media tra le fessure, espresso in [mm]

w Ampiezza delle fessure, espressa in [mm]

N°	M_x	M_y	σ_f	σ_c	A_{eff}	ϵ	S_{rm}	w
7	0.0000	-246.0915	-223.782	-16.158	2000.00	0.0000	0	0.0000
8	0.0000	251.2545	-161.082	-11.722	2320.00	0.0000	0	0.0000
9	0.0000	251.2545	-161.082	-11.722	2320.00	0.0000	0	0.0000



10	0.0000	-246.0915	-223.782	-16.158	2000.00	0.0000	0	0.0000
11	0.0000	251.2545	-161.082	-11.722	2320.00	0.0000	0	0.0000
12	0.0000	251.2545	-161.082	-11.722	2320.00	0.0000	0	0.0000

9.6. Verifiche di portata della fondazione

La portata di base è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali. La portata limite unitaria è fornita dalla seguente espressione :

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

I simboli utilizzati nella precedente relazione e nelle successive sono:

γ	peso specifico terreno;
M	momento risultante sulla fondazione;
N	azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
H	azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
B_R	larghezza reale della fondazione;
$e = M/N$	eccentricità del carico sulla fondazione;
$B = B_R - 2e$	peso specifico terreno;
L	lunghezza della fondazione;
D	profondità del piano di posa della fondazione;
α	angolo di inclinazione del piano di fondazione;
ω	angolo di inclinazione del piano campagna;
q'	sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
c'	coesione;
ϕ'	angolo di attrito
q_{LIM}	portata limite unitaria;
F_s	fattore di sicurezza.

La portata ammissibile unitaria è ottenuta da quella limite dividendo per il fattore di sicurezza.

I coefficienti di capacità portante sono:

$$N_{\phi} = \text{tg}^2(45^{\circ} + \phi' / 2)$$

$$N_Q = N_{\phi} \cdot e^{\pi \cdot \text{tg} \phi'}$$

$$N_C = (N_Q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_{\gamma} = 2.0 \cdot (N_Q + 1) \cdot \text{tg} \phi'$$

I coefficienti s_{γ} , s_q , s_c sono i fattori di forma della fondazione:

$$s_{\gamma} = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

$$s_q = s_{\gamma}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

(Per $B > L \Rightarrow B/L = 1$)



I coefficienti i_γ , i_q , i_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g\phi'} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot g\phi'} \right]^m$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

I coefficienti b_γ , b_q , b_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione:

$$b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \text{tg}\phi')^2$$

$$b_q = b_\gamma$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

I coefficienti g_γ , g_q , g_c sono i fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna:

$$g_\gamma = (1 - \text{tg}\omega)^2$$

$$g_q = g_\gamma$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

I coefficienti d_q , d_c sono i fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \text{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}\phi' \cdot (1 - \sin\phi')^2 \cdot \text{ctg}\left(\frac{D}{B}\right) \quad \text{per } D/B > 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \text{tg}\phi'}$$

Le sollecitazioni sul terreno per le varie combinazioni di carico sono ricavate dalle reazioni vincolari sulle singole molle divise per le relative aree di influenza. Da queste si ricavano le sollecitazioni globali (M,N,H) sul terreno e si procede alle verifiche di portata.

Si riportano qui di seguito le caratteristiche geometriche e geotecniche di input per il calcolo⁴:

B (m)	14.40	ϕ (°) ⁵	24.79	γ (kN/m ³)	8.50
L (m)	40.00	c (kN/m ²)	0.00	α (°)	0.00
D (m)	6.00	q (kN/m ²)	60.00	ω (°)	0.00

⁴ Cautelativamente si assume per la verifica a portata un affondamento pari 6.0 m (altezza della struttura)

⁵ Angolo di attrito parzializzato.



Si riportano qui di seguito le tabelle contenenti, per ognuna delle combinazioni analizzate (combinazioni GEO e sismiche), nell'ordine:

M	il momento flettente alla base dell'opera;
N	l'azione verticale alla base dell'opera;
H	l'azione orizzontale alla base dell'opera;
L_{reag}	la larghezza reagente della fondazione (controsoletta);
σ_1	la sollecitazione minima sul terreno;
σ_2	la sollecitazione massima sul terreno;
σ_{eq}	la sollecitazione equivalente sul terreno;
σ_{lim}	il valore limite della pressione sul terreno;
σ_{amm}	il valore ammissibile della pressione sul terreno.

	SLU-GEO-01Max	SLU-GEO-01Min	SLU-GEO-02Max	SLU-GEO-02Min	SLU-GEO-03Max	SLU-GEO-03Min
	Co 1	Co 2	Co 3	Co 4	Co 5	Co 6
M (kNm)	0.481	0.480	0.178	0.177	523.767	463.377
N (kN)	766.044	764.903	282.904	281.763	1192.916	830.826
T (kN)	0.173	0.199	0.245	0.272	0.187	0.245
L_{reag} (m)	14.400	14.400	14.400	14.400	14.400	14.400
σ_1 (N/mm²)	0.053	0.053	0.020	0.020	0.068	0.044
σ_2 (N/mm²)	0.053	0.053	0.020	0.020	0.098	0.071
σ_{eq} (N/mm²)	0.053	0.053	0.020	0.020	0.088	0.063
σ_{lim} (N/mm²)	1.471	1.471	1.469	1.469	1.427	1.415
σ_{amm} (N/mm²)	0.817	0.817	0.816	0.816	0.793	0.786

	SLU-GEO-04Max	SLU-GEO-04Min	SLU-GEO-05Max	SLU-GEO-05Min	SLU-GEO-06Max	SLU-GEO-06Min
	Co 7	Co 8	Co 9	Co 10	Co 11	Co 12
M (kNm)	685.757	625.367	715.238	654.849	685.454	625.064
N (kN)	1185.133	823.043	700.568	338.478	701.993	339.903
T (kN)	13.140	13.197	7.936	7.993	13.212	13.269
L_{reag} (m)	14.400	14.400	14.400	14.400	14.400	14.400
σ_1 (N/mm²)	0.062	0.039	0.028	0.005	0.029	0.006
σ_2 (N/mm²)	0.102	0.075	0.069	0.042	0.069	0.042
σ_{eq} (N/mm²)	0.089	0.064	0.057	0.032	0.056	0.032
σ_{lim} (N/mm²)	1.380	1.348	1.337	1.222	1.319	1.188
σ_{amm} (N/mm²)	0.767	0.749	0.743	0.679	0.733	0.660

	SLU-GEO-07Max	SLU-GEO-07Min	SLU-GEO-08Max	SLU-GEO-08Min	SLU-GEO-09Max	SLU-GEO-09Min
	Co 13	Co 14	Co 15	Co 16	Co 17	Co 18
M (kNm)	393.298	348.005	514.438	469.145	649.085	603.792
N (kN)	1086.352	814.157	1080.532	808.337	590.916	318.721
T (kN)	0.208	0.266	9.894	9.952	10.517	10.574
L_{reag} (m)	14.400	14.400	14.400	14.400	14.400	14.400
σ_1 (N/mm²)	0.064	0.046	0.060	0.043	0.022	0.005
σ_2 (N/mm²)	0.087	0.067	0.090	0.070	0.060	0.040
σ_{eq} (N/mm²)	0.079	0.060	0.080	0.061	0.048	0.030
σ_{lim} (N/mm²)	1.435	1.428	1.396	1.376	1.311	1.199
σ_{amm} (N/mm²)	0.797	0.793	0.775	0.764	0.728	0.666



	SLU-GEO-10Max	SLU-GEO-10Min	SLU-SIS-01	SLU-SIS-02	SLU-SIS-03	SLU-SIS-04
	Co 19	Co 20	Co 21	Co 22	Co 23	Co 24
M (kNm)	514.135	468.842	468.977	387.462	140.979	116.351
N (kN)	597.392	325.197	630.513	257.750	644.013	256.812
T (kN)	9.966	10.024	35.518	27.635	10.801	8.475
L_{reag} (m)	14.400	14.400	14.400	14.400	14.400	14.400
σ_1 (N/mm²)	0.027	0.009	0.030	0.007	0.041	0.014
σ_2 (N/mm²)	0.056	0.036	0.057	0.029	0.049	0.021
σ_{eq} (N/mm²)	0.047	0.028	0.049	0.023	0.046	0.019
σ_{lim} (N/mm²)	1.336	1.243	1.231	1.036	1.397	1.325
σ_{amm} (N/mm²)	0.742	0.691	0.684	0.575	0.776	0.736

9.7. Riepilogo armature

Da quanto esposto nella presente relazione si dispone per i manufatti la seguente armatura.

Armatura principale	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	$\phi 20/20$	$\phi 24/20$
	Ritti esterni	$\phi 20/20$	$\phi 20/10$
	Ritti interni	$\phi 16/20$	$\phi 16/20$
	Soletta	$\phi 24/20$	$\phi 24/20$
Armatura a taglio	Descrizione	Tipo	Distanza da filo interno ritti
	Fondazione	$\phi 12/20$ a 4 braccia	≈ 1.00 m
	Ritti est. – Fond.	$\phi 12/20$ a 4 braccia	≈ 1.00 m
	Ritti int. – Fond.	-	-
	Soletta	$\phi 12/20$ a 4 braccia	≈ 1.00 m
Ripartitori	Descrizione	Interno	Esterno
	Fondazione	$\phi 12/20$	$\phi 12/20$
	Ritti esterni	$\phi 12/20$	$\phi 14/20$
	Ritti interni	$\phi 12/20$	$\phi 12/20$
	Soletta	$\phi 12/20$	$\phi 12/20$



10. VERIFICA A GALLEGGIAMENTO

La verifica viene eseguita in fase di esercizio (in assenza di sovraccarichi accidentali) e in fase di costruzione.

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):

$$V_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{dove } V_{inst,d} = G_{inst,d}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento alla seguente combinazione (T.U. 2008, §6.2.3.2):

Combinazione 2 → (A2+M2) → GEO (galleggiamento)

Tabella 6.2.III - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO	(A2) STR
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9
	sfavorevole		1.1

Verifica a galleggiamento in fase di costruzione

Si considerano come azione stabilizzante, oltre al peso proprio della struttura, il terreno gravante sugli sbalzi di fondazione.

Verifica a galleggiamento in fase di esercizio

Si considerano come azioni stabilizzanti, oltre al peso proprio della struttura, il terreno gravante sugli sbalzi di fondazione ed i carichi permanenti interni alla struttura.

Si riportano di seguito le verifiche di galleggiamento in fase di costruzione e in fase di esercizio per tutti i conci dei muri ad "U"; se la quota della falda è al di sotto della quota di intradosso della fondazione la verifica risulta automaticamente soddisfatta.

Per le verifiche di galleggiamento si considera anche il peso del pannello di rivestimento prefabbricato presente all'intradosso dei ritti di spessore pari a 10cm (valutato con il peso di 25 kN/m³).

La numerazione dei conci è in accordo a quella riportata sugli elaborati grafici di progetto.

Si riportano in tabella i pesi specifici ed i coefficienti utilizzati per la verifica.

Peso proprio	25.00	kN/m ³
Peso terreno	20.00	kN/m ³
Peso permanenti interni	20.00	kN/m ³
Spinta falda	10.00	kN/m ³
Coeff. Azioni favorevoli	0.9	
Coeff. Azioni sfavorevoli	1.1	

**Verifica in fase di costruzione**

VL-C01			VL-C02		
Quota falda cantiere		118.20 mslm	Quota falda cantiere		114.90 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.00 m	H massetto interno	H med	0.00 m
H ricoprimento	H med	0.00 m	H ricoprimento	H med	0.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	113.97 mslm		Q estradosso media	112.01 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.70 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	12.40 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	208.32 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN	Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	710.52 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	457.56 kN
Verifica in costruzione		1.09	Verifica in costruzione		1.31



VL-C03			VL-C04		
Quota falda cantiere		114.23 mslm	Quota falda cantiere		111.08 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.00 m	H massetto interno	H med	0.00 m
H ricoprimento	H med	0.00 m	H ricoprimento	H med	0.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	110.95 mslm		Q estradosso media	110.71 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.70 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	12.40 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	208.32 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN	Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	592.72 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	145.08 kN
Verifica in costruzione		1.30	Verifica in costruzione		4.15



VL-C05			VL-C06		
Quota falda cantiere		106.10 mslm	Quota falda cantiere		99.33 mslm
Larghezza interna	B min	12.00 m	Larghezza interna	B min	6.00 m
	B max	12.00 m		B max	6.00 m
	B med	12.00 m		B med	6.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	14.40 m	Soletta superiore	B min	7.40 m
	B max	14.40 m		B max	7.40 m
	B med	14.40 m		B med	7.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.00 m	H massetto interno	H med	0.00 m
H ricoprimento	H med	0.00 m	H ricoprimento	H med	0.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.00 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.00 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.00 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	14.40 m		B min	7.40 m
	B max	14.40 m		B max	7.40 m
	B med	14.40 m		B med	7.40 m
	Q estradosso media	105.16 mslm		Q estradosso media	96.06 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.00 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	14.40 m	Larghezza totale	B min	7.40 m
	B max	14.40 m		B max	7.40 m
	B med	14.40 m		B med	7.40 m
Peso struttura ml	Pp med	810.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	435.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN	Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	250.56 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	301.18 kN
Verifica in costruzione		2.64	Verifica in costruzione		1.18



VL-C07			VL-C08		
Quota falda cantiere		94.75 mslm	Quota falda cantiere		86.47 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.00 m	H massetto interno	H med	0.00 m
H ricoprimento	H med	0.00 m	H ricoprimento	H med	0.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	89.94 mslm		Q estradosso media	82.02 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	1.00 m		B min	1.00 m
	B max	1.00 m		B max	1.00 m
	B med	1.00 m		B med	1.00 m
Zavorra	Sp	0.70 m	Zavorra	Sp	0.70 m
Larghezza totale	B min	14.40 m	Larghezza totale	B min	14.40 m
	B max	14.40 m		B max	14.40 m
	B med	14.40 m		B med	14.40 m
Peso struttura ml	Pp med	775.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	775.00 kN
Peso terreno	Pt med	208.00 kN	Peso terreno	Pt med	208.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	241.92 kN	Peso zavorra	Pzav med	241.92 kN
Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN	Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	908.64 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	856.80 kN
Verifica in costruzione	1.10		Verifica in costruzione	1.17	



VL-A01			VL-A02		
Quota falda cantiere		128.40 mslm	Quota falda cantiere		128.00 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.00 m	H massetto interno	H med	0.00 m
H ricoprimento	H med	0.00 m	H ricoprimento	H med	0.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	126.69 mslm		Q estradosso media	125.03 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.00 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	12.40 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN	Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	311.24 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	467.48 kN
Verifica in costruzione		1.93	Verifica in costruzione		1.29



VL-A03			VL-A04		
Quota falda cantiere		127.20 mslm	Quota falda cantiere		122.72 mslm
Larghezza interna	B min	12.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	12.00 m		B max	10.00 m
	B med	12.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	14.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	14.40 m		B max	12.40 m
	B med	14.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.00 m	H massetto interno	H med	0.00 m
H ricoprimento	H med	0.00 m	H ricoprimento	H med	0.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	14.40 m		B min	12.40 m
	B max	14.40 m		B max	12.40 m
	B med	14.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	122.62 mslm		Q estradosso media	120.62 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.80 m		B min	0.00 m
	B max	0.80 m		B max	0.00 m
	B med	0.80 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.70 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	16.00 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	16.00 m		B max	12.40 m
	B med	16.00 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	842.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	166.40 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	268.80 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN	Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	972.80 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	359.60 kN
Verifica in costruzione		1.07	Verifica in costruzione		1.67



VL-A05			VL-A08		
Quota falda cantiere		121.13 mslm	Quota falda cantiere		119.18 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.00 m	H massetto interno	H med	0.00 m
H ricoprimento	H med	0.00 m	H ricoprimento	H med	0.00 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	118.33 mslm		Q estradosso media	115.83 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.00 m	Zavorra	Sp	0.50 m
Larghezza totale	B min	12.40 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	0.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN	Peso zavorra	Pzav med	148.80 kN
Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN	Peso ricoprimento	Pric med	0.00 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	446.40 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	576.60 kN
Verifica in costruzione		1.35	Verifica in costruzione		1.25

**Verifica in fase di esercizio**

VL-C01			VL-C02		
Quota falda progetto		119.20 mslm	Quota falda progetto		116.88 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.20 m	H massetto interno	H med	0.20 m
H ricoprimento	H med	0.70 m	H ricoprimento	H med	0.80 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	113.97 mslm		Q estradosso media	112.01 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.70 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	12.40 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	208.32 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	173.60 kN	Peso ricoprimento	Pric med	198.40 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	834.52 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	703.08 kN
Verifica in esercizio		1.13	Verifica in esercizio		1.13



VL-C03			VL-C04		
Quota falda progetto		116.23 mslm	Quota falda progetto		113.08 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.20 m	H massetto interno	H med	0.20 m
H ricoprimento	H med	0.60 m	H ricoprimento	H med	0.80 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	110.95 mslm		Q estradosso media	110.71 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.70 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	12.40 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	208.32 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	148.80 kN	Peso ricoprimento	Pric med	198.40 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	840.72 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	393.08 kN
Verifica in esercizio		1.10	Verifica in esercizio		2.03



VL-C05			VL-C06		
Quota falda progetto		108.10 mslm	Quota falda progetto		100.12 mslm
Larghezza interna	B min	12.00 m	Larghezza interna	B min	6.00 m
	B max	12.00 m		B max	6.00 m
	B med	12.00 m		B med	6.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	14.40 m	Soletta superiore	B min	7.40 m
	B max	14.40 m		B max	7.40 m
	B med	14.40 m		B med	7.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.20 m	H massetto interno	H med	0.20 m
H ricoprimento	H med	1.10 m	H ricoprimento	H med	1.80 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.00 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.00 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.00 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	14.40 m		B min	7.40 m
	B max	14.40 m		B max	7.40 m
	B med	14.40 m		B med	7.40 m
	Q estradosso media	105.16 mslm		Q estradosso media	96.06 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.00 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	14.40 m	Larghezza totale	B min	7.40 m
	B max	14.40 m		B max	7.40 m
	B med	14.40 m		B med	7.40 m
Peso struttura ml	Pp med	810.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	435.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	48.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	24.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	316.80 kN	Peso ricoprimento	Pric med	266.40 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	538.56 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	359.64 kN
Verifica in esercizio		1.78	Verifica in esercizio		1.65



VL-C07			VL-C08		
Quota falda progetto		96.75 mslm	Quota falda progetto		88.30 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.20 m	H massetto interno	H med	0.20 m
H ricoprimento	H med	1.60 m	H ricoprimento	H med	0.90 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	89.94 mslm		Q estradosso media	82.02 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	1.00 m		B min	1.00 m
	B max	1.00 m		B max	1.00 m
	B med	1.00 m		B med	1.00 m
Zavorra	Sp	0.70 m	Zavorra	Sp	0.70 m
Larghezza totale	B min	14.40 m	Larghezza totale	B min	14.40 m
	B max	14.40 m		B max	14.40 m
	B med	14.40 m		B med	14.40 m
Peso struttura ml	Pp med	775.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	775.00 kN
Peso terreno	Pt med	272.00 kN	Peso terreno	Pt med	244.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	241.92 kN	Peso zavorra	Pzav med	241.92 kN
Peso ricoprimento	Pric med	396.80 kN	Peso ricoprimento	Pric med	223.20 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	1196.64 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	1120.32 kN
Verifica in esercizio		1.18	Verifica in esercizio		1.11



VL-A01			VL-A02		
Quota falda progetto		130.40 mslm	Quota falda progetto		130.00 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.20 m	H massetto interno	H med	0.20 m
H ricoprimento	H med	0.55 m	H ricoprimento	H med	1.15 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	126.69 mslm		Q estradosso media	125.03 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.00 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	12.40 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	136.40 kN	Peso ricoprimento	Pric med	285.20 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	559.24 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	715.48 kN
Verifica in esercizio		1.33	Verifica in esercizio		1.21



VL-A03			VL-A04		
Quota falda progetto		129.20 mslm	Quota falda progetto		124.72 mslm
Larghezza interna	B min	12.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	12.00 m		B max	10.00 m
	B med	12.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	14.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	14.40 m		B max	12.40 m
	B med	14.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.20 m	H massetto interno	H med	0.20 m
H ricoprimento	H med	1.90 m	H ricoprimento	H med	0.40 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	14.40 m		B min	12.40 m
	B max	14.40 m		B max	12.40 m
	B med	14.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	122.62 mslm		Q estradosso media	120.62 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.80 m		B min	0.00 m
	B max	0.80 m		B max	0.00 m
	B med	0.80 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.70 m	Zavorra	Sp	0.00 m
Larghezza totale	B min	16.00 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	16.00 m		B max	12.40 m
	B med	16.00 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	842.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	227.20 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	48.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	268.80 kN	Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN
Peso ricoprimento	Pric med	547.20 kN	Peso ricoprimento	Pric med	99.20 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	1292.80 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	607.60 kN
Verifica in esercizio		1.22	Verifica in esercizio		1.18



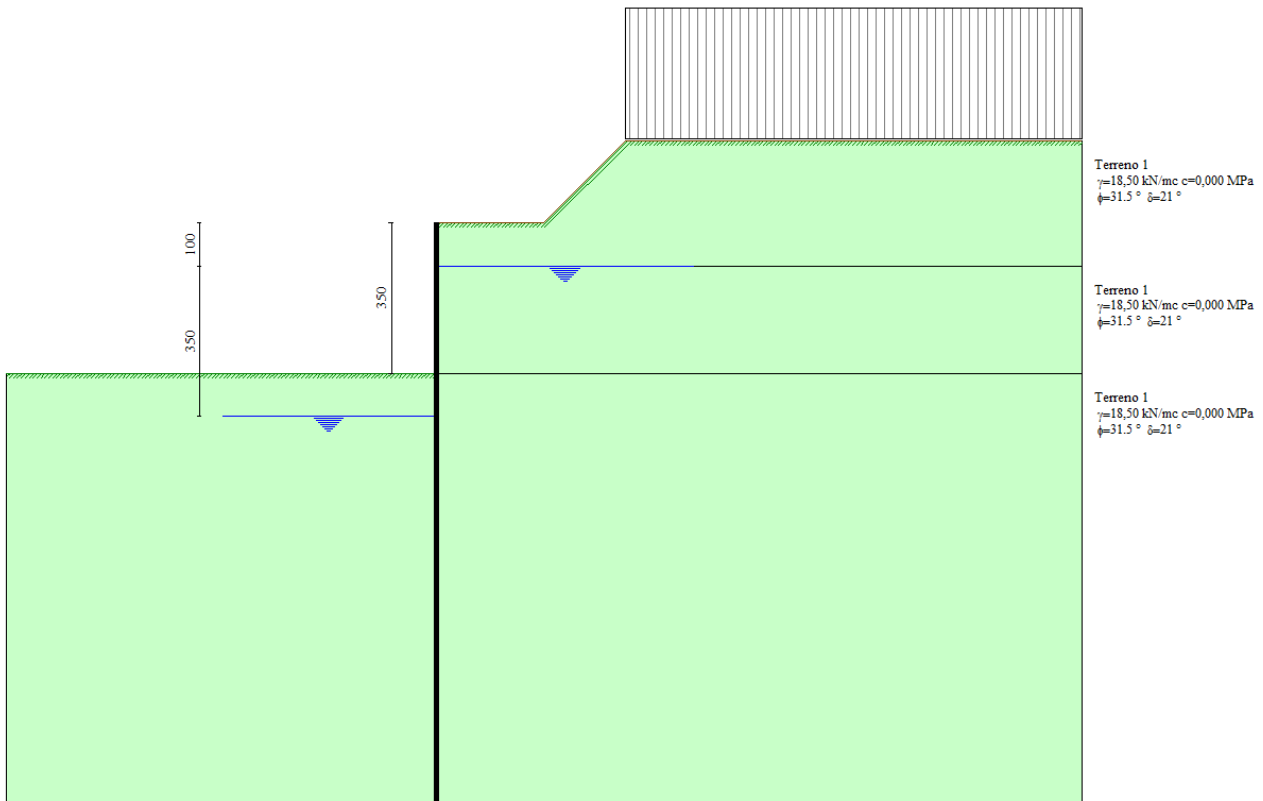
VL-A05			VL-A08		
Quota falda progetto		123.13 mslm	Quota falda progetto		121.18 mslm
Larghezza interna	B min	10.00 m	Larghezza interna	B min	10.00 m
	B max	10.00 m		B max	10.00 m
	B med	10.00 m		B med	10.00 m
Altezza interna	H min	4.50 m	Altezza interna	H min	4.50 m
	H max	4.50 m		H max	4.50 m
	H med	4.50 m		H med	4.50 m
Soletta superiore	B min	12.40 m	Soletta superiore	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Sp	0.70 m		Sp	0.70 m
H massetto interno	H med	0.20 m	H massetto interno	H med	0.20 m
H ricoprimento	H med	0.65 m	H ricoprimento	H med	0.80 m
Ritti esterni	Sp testa	0.70 m	Ritti esterni	Sp testa	0.70 m
	Sp base	0.70 m		Sp base	0.70 m
	Sp medio	0.70 m		Sp medio	0.70 m
Ritti interni	Sp testa	0.50 m	Ritti interni	Sp testa	0.50 m
	Sp base min	0.50 m		Sp base min	0.50 m
	Sp base med	0.50 m		Sp base med	0.50 m
Fondazione	Sp	0.80 m	Fondazione	Sp	0.80 m
	B min	12.40 m		B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
	Q estradosso media	118.33 mslm		Q estradosso media	115.83 mslm
Fond. laterale	Sp	0.80 m	Fond. laterale	Sp	0.80 m
	B min	0.00 m		B min	0.00 m
	B max	0.00 m		B max	0.00 m
	B med	0.00 m		B med	0.00 m
Zavorra	Sp	0.00 m	Zavorra	Sp	0.50 m
Larghezza totale	B min	12.40 m	Larghezza totale	B min	12.40 m
	B max	12.40 m		B max	12.40 m
	B med	12.40 m		B med	12.40 m
Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN	Peso struttura ml	Pp med	735.00 kN
Peso terreno	Pt med	0.00 kN	Peso terreno	Pt med	0.00 kN
Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN	Peso massetto interno	Pmas med	40.00 kN
Peso zavorra	Pzav med	0.00 kN	Peso zavorra	Pzav med	148.80 kN
Peso ricoprimento	Pric med	161.20 kN	Peso ricoprimento	Pric med	198.40 kN
Spinta idrostatica	SP falda med	694.40 kN	Spinta idrostatica	SP falda med	824.60 kN
Verifica in esercizio		1.10	Verifica in esercizio		1.11



11. ANALISI OPERE PROVVISORIALI (PALANCOLE)

Si riporta di seguito l'analisi delle palancole provvisoriali tipo PU32.

11.1. Schema di calcolo



Geometria paratia

Tipo paratia: **Paratia in acciaio con parametri definiti a metro di paratia**

Altezza fuori terra	3,50	[m]
Profondità di infissione	10,00	[m]
Altezza totale della paratia	13,50	[m]
Lunghezza paratia	1,00	[m]
Area per metro lineare di larghezza	242,00	[cmq]
Inerzia per metro lineare di larghezza	72320,00	[cm^4]
Modulo di resistenza per metro lineare di larghezza	3200,00	[cm^3]
Momento ultimo della sezione per metro lineare di larghezza	1246,5600	[kNm]
Fattore di taglio	2,90	

Geometria profilo terreno

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa alla paratia, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

Profilo di monte

N	X	Y	A
2	2,50	0,00	0,00
3	4,40	1,90	45,00
4	15,00	1,90	0,00

Profilo di valle

N	X	Y	A
1	-10,00	-3,50	0,00
2	0,00	-3,50	0,00



Descrizione terreni

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
Descrizione	Descrizione del terreno
γ	peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	peso di volume saturo del terreno espresso [kN/mc]
ϕ	angolo d'attrito interno del terreno espresso in [°]
δ	angolo d'attrito terreno/paratia espresso in [°]
c	coesione del terreno espressa in [MPa]

n°	Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c
1	Terreno 1	18,5000	18,5000	31,50	21,00	0,0000

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine dello strato a partire dalla sommità della paratia
sp	spessore dello strato in corrispondenza dell'asse della paratia espresso in [m]
kw	costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
α	inclinazione dello strato espressa in GRADI(°)
Terreno	Terreno associato allo strato

n°	sp	α	kw	Terreno
1	1,00	0,00	0,18	Terreno 1
2	2,50	0,00	0,81	Terreno 1
3	10,00	0,00	3,07	Terreno 1

Falda

Profondità della falda a monte rispetto alla sommità della paratia	1,00	[m]
Profondità della falda a valle rispetto alla sommità della paratia	4,50	[m]
Regime delle pressioni neutre:	Idrodinamico	

11.2. Risultati delle analisi

11.2.1. Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni adottate

Le ascisse dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia	
Le ordinate dei punti di applicazione del carico sono espresse in [m] rispetto alla testa della paratia	
F_x	Forza orizzontale espressa in [kN], positiva da monte verso valle
F_y	Forza verticale espressa in [kN], positiva verso il basso
M	Momento espresso in [kNm], positivo ribaltante
Q_i, Q_f	Intensità dei carichi distribuiti sul profilo espresse in [kN/mq]
V_i, V_s	Intensità dei carichi distribuiti sulla paratia espresse in [kN/mq], positivi da monte verso valle
R	Risultante carico distribuito sulla paratia espressa in [kN]

Condizione n° 1

Carico distribuito sul profilo	$X_i = 4,40$	$X_f = 15,00$	$Q_i = 20,00$	$Q_f = 20,00$
--------------------------------	--------------	---------------	---------------	---------------

Combinazioni di carico

Nella tabella sono riportate le condizioni di carico di ogni combinazione con il relativo coefficiente di partecipazione.

Combinazione n° 1 [DA1 - A1M1]

Spinta terreno	
Condizione 1 (ACC)	x 1.00

Combinazione n° 2 [DA1- A2M2]

Spinta terreno	
Condizione 1 (ACC)	x 1.00

Combinazione n° 3 [DA1- A2M2]

Spinta terreno

Combinazione n° 4

Spinta terreno	
Condizione 1 (ACC)	x 0.20

Combinazione n° 5

Spinta terreno	
Condizione 1 (ACC)	x 1.00

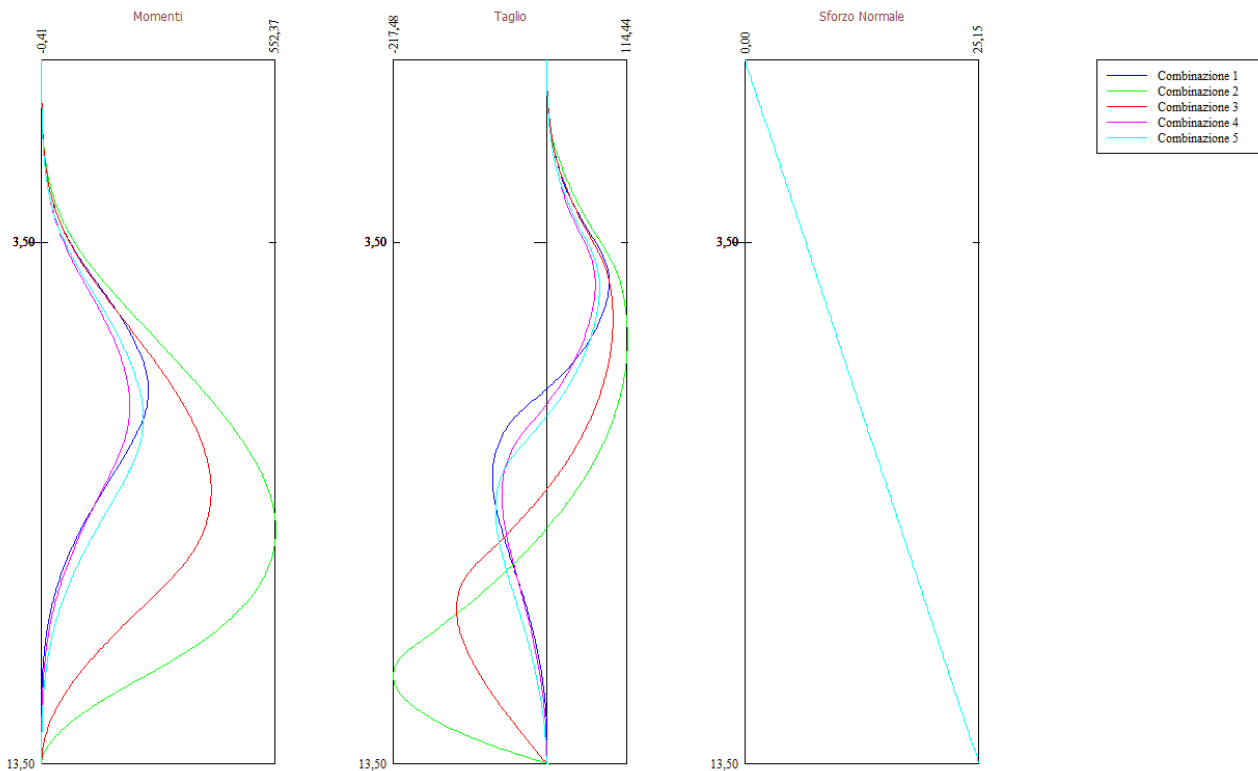


11.2.2. Sollecitazioni nodali

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa espressa in [m]
M	momento flettente massimo e minimo espresso in [kNm]
N	sfuerzo normale massimo e minimo espresso in [kN] (positivo di compressione)
T	taglio massimo e minimo espresso in [kN]

n°	Tipo	M	Y _M	T	Y _T	N	Y _N	
1	[A1-M1]	252,05	6,35	88,43	4,25	25,15	13,50	MAX
--	--	-0,41	12,70	-77,00	8,00	0,00	0,00	MIN
2	[A2-M2]	552,37	9,00	114,44	5,35	25,15	13,50	MAX
--	--	0,00	0,00	-217,48	11,80	0,00	0,00	MIN
3	[A2-M2] S	400,64	8,25	93,72	4,95	25,15	13,50	MAX
--	--	0,00	0,00	-127,98	10,55	0,00	0,00	MIN
4	[SLEQ]	209,00	6,65	68,72	4,30	25,15	13,50	MAX
--	--	-0,01	13,25	-63,60	8,35	0,00	0,00	MIN
5	[SLER]	239,45	6,85	74,83	4,35	25,15	13,50	MAX
--	--	0,00	0,00	-72,57	8,65	0,00	0,00	MIN



Sollecitazioni paratia - Momento flettente (kNm), taglio (kN) e sforzo normale (kN) per metro di paratia

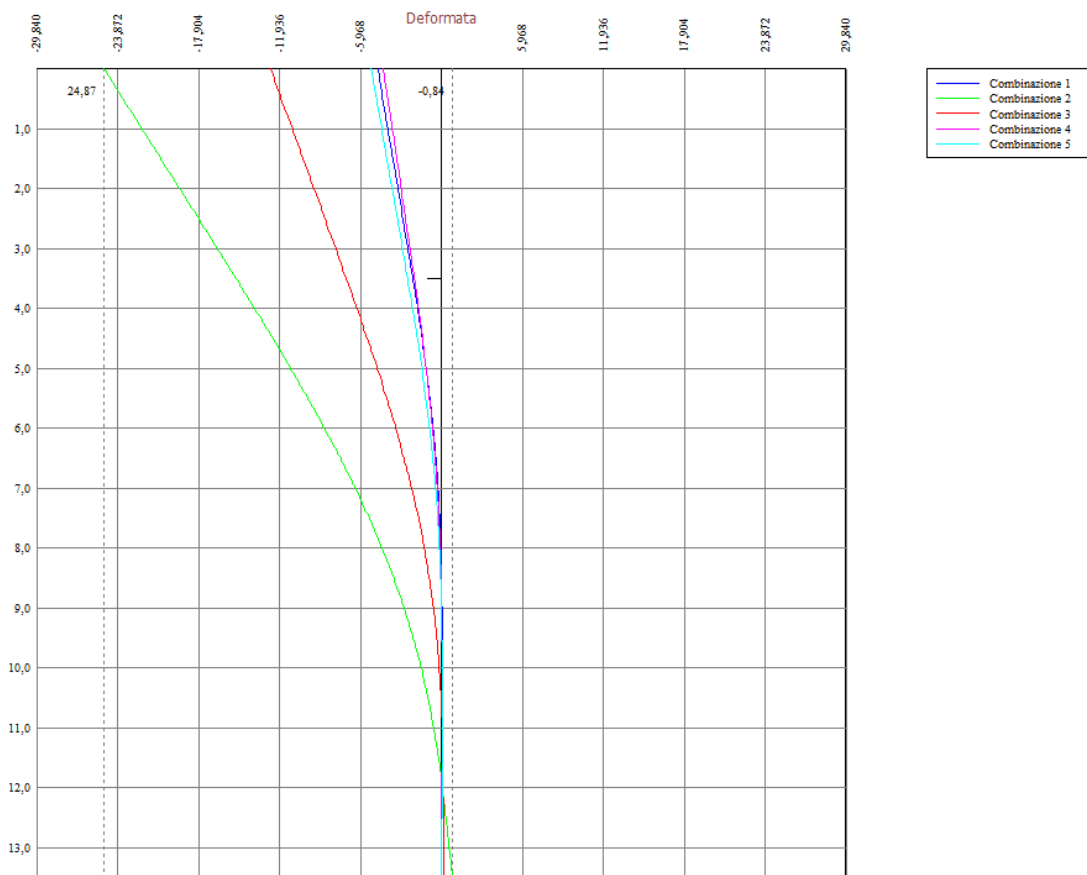


11.2.3. Spostamenti nodali

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
U	spostamento orizzontale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso valle
V	spostamento verticale massimo e minimo espresso in [cm] positivo verso il basso

n°	Tipo	U	Y _U	V	Y _V	
1	[A1-M1]	4,6928	0,00	0,0034	0,00	MAX
--	--	-0,0429	10,05	0,0000	0,00	MIN
2	[A2-M2]	24,8667	0,00	0,0034	0,00	MAX
--	--	-0,8353	13,50	0,0000	0,00	MIN
3	[A2-M2] S	12,5889	0,00	0,0034	0,00	MAX
--	--	-0,2149	13,50	0,0000	0,00	MIN
4	[SLEQ]	4,2671	0,00	0,0034	0,00	MAX
--	--	-0,0330	10,45	0,0000	0,00	MIN
5	[SLER]	5,1753	0,00	0,0034	0,00	MAX
--	--	-0,0453	10,70	0,0000	0,00	MIN



Deformata paratia – Deformazioni massime (cm)



11.3. Verifiche strutturali paratia

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sforzamento normale espresso in [kN] (positivo di compressione)
Mu	momento ultimo di riferimento espresso in [kNm]
Nu	sforzamento normale ultimo di riferimento espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto fra la sollecitazione ultima e la sollecitazione di esercizio)
T	taglio espresso in [kN]
Tr	taglio resistente espresso in [kN]
FS _T	fattore di sicurezza a taglio

n°	Tipo	Y	M	Mu	FS
1	[A1-M1]	6,35	252,05	1246,56	4.95
2	[A2-M2]	9,00	552,37	1246,56	2.26
3	[A2-M2] S	8,25	400,64	1246,56	3.11

n°	Tipo	Y	T	Tr	FS _T
1	[A1-M1]	4,25	88,43	1479,07	16.73
2	[A2-M2]	11,80	-217,48	1479,07	6.80
3	[A2-M2] S	10,55	-127,98	1479,07	11.56

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della Combinazione/Fase
Y	ordinata della sezione rispetto alla testa della paratia espressa in [m]
σ_f	tensione normale nell'armatura, espressa in [MPa]
τ_f	tensione tangenziale nell'armatura, espressa in [MPa]
σ_{id}	tensione ideale ($\sigma_{id} = (\sigma_f^2 + 3 \tau_f^2)^{0.5}$) nella sezione del tubolare, espressa in [MPa]

n°	Tipo	σ_c	Y(σ_c)	σ_{ft}	Y(σ_{ft})	σ_{id}	Y(σ_{id})	τ_f	Y(τ_f)
4	[SLEQ]	65,824	6,65	1,035	13,45	65,827	6,65	8,235	4,30
5	[SLER]	75,356	6,85	1,035	13,45	75,360	6,90	8,967	4,35

11.4. Verifica di stabilità globale

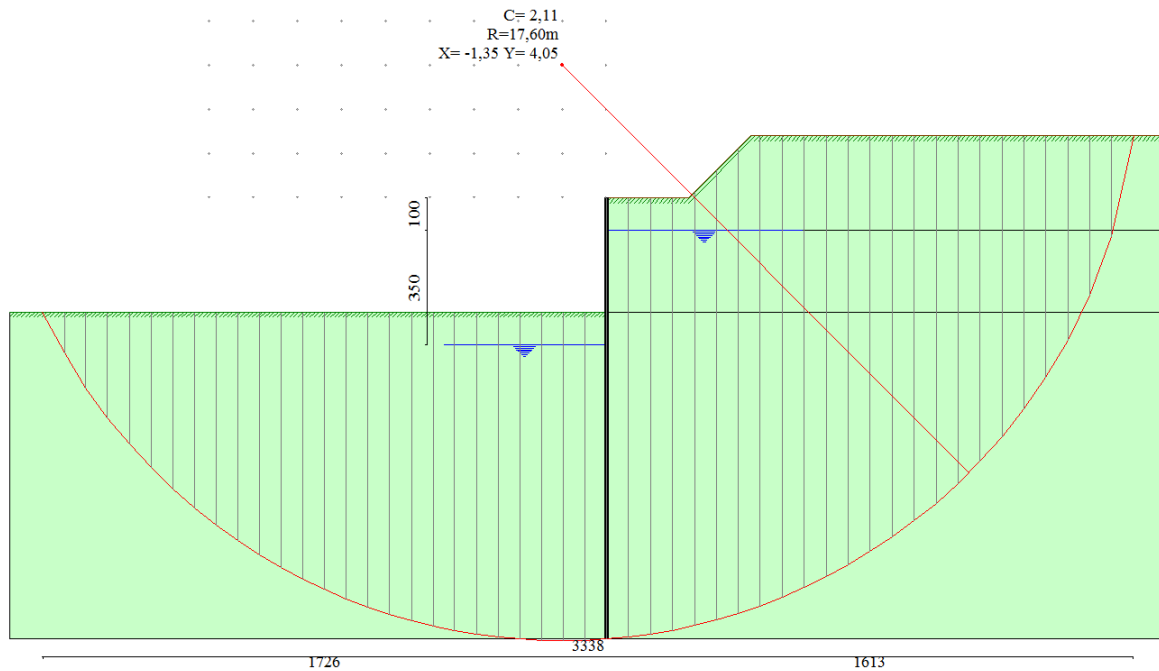
Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 100

Simbologia adottata

n°	Indice della combinazione/fase
Tipo	Tipo della combinazione/fase
(X _c ; Y _c)	Coordinate centro cerchio superficie di scorrimento, espresse in [m]
R	Raggio cerchio superficie di scorrimento, espresso in [m]
(X _v ; Y _v)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a valle, espresse in [m]
(X _m ; Y _m)	Coordinate intersezione del cerchio con il pendio a monte, espresse in [m]
FS	Coefficiente di sicurezza

n°	Tipo	(X _c , Y _c)	R	(X _v , Y _v)	(X _m , Y _m)	FS
2	[A2-M2]	(-1,35; 4,05)	17,60	(-17,26; -3,49)	(16,13; 1,90)	2,11
3	[A2-M2] S	(-1,35; 8,10)	21,64	(-19,63; -3,48)	(19,39; 1,90)	2,23



Cerchio di stabilità globale critico a minimo fattore di sicurezza

11.5. Verifiche idrauliche

11.5.1. Verifica a sifonamento

Simbologia adottata

i_c	: Indice della combinazione
Tipo	: Tipo di Combinazione/Fase
ΔH	: Perdita di carico espressa in [m]
L	: Lunghezza di filtrazione espressa in [m]
γ_m	: Peso di galleggiamento medio espresso in [kN/mc]
i_c	: Gradiente idraulico critico
i_E	: Gradiente idraulico di efflusso
FS_{sif}	: Coefficiente di sicurezza a sifonamento

Coefficiente di sicurezza a sifonamento richiesto $FS_R = 3.00$

i_c	Tipo	ΔH	L	γ_m	i_c	i_E	FS_{sif}
1	[A1-M1]						Verifica non effettuata (falda non affiorante al piano campagna)
2	[A2-M2]						Verifica non effettuata (falda non affiorante al piano campagna)
3	[A2-M2] S						Verifica non effettuata (falda non affiorante al piano campagna)
4	[SLEQ]						Verifica non effettuata (falda non affiorante al piano campagna)
5	[SLER]						Verifica non effettuata (falda non affiorante al piano campagna)

11.5.2. Verifica al sollevamento del fondo scavo

Simbologia adottata

i_c	: Indice della combinazione
Tipo	: Tipo della Combinazione/Fase
ΔH	: Perdita di carico espressa in [m]
L	: Lunghezza di filtrazione espressa in [m]
i_E	: Gradiente idraulico di efflusso
l	: Profondità di infissione espressa in [m]
σ	: Pressione totale al piede della paratia espressa in [MPa]
u_w	: Pressione idrica al piede della paratia espressa in [MPa]
FS_{scavo}	: Coefficiente di sicurezza a sollevamento fondo scavo

Coefficiente di sicurezza a sollevamento del fondo scavo richiesto $FS_R = 1.50$

i_c	Tipo	ΔH	L	i_E	l	σ	u_w	FS_{scavo}
1	[A1-M1]	3,50	21,50	0,16	10,00	1850,000	1026,294	1,80
2	[A2-M2]	3,50	21,50	0,16	10,00	1850,000	1026,294	1,80
3	[A2-M2] S	3,50	21,50	0,16	10,00	1850,000	1026,294	1,80
4	[SLEQ]	3,50	21,50	0,16	10,00	1850,000	1026,294	1,80
5	[SLER]	3,50	21,50	0,16	10,00	1850,000	1026,294	1,80