

S.S. 131 di "Carlo Felice"
Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio
dal km 108+300 al km 158+000

PROGETTO ESECUTIVO

CA284

R.T.I. di PROGETTAZIONE:

Mandataria



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

Mandante



Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanzanica - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Diego Ceccherelli
Ordine Ing. di Milano n. 15813

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA



PROTOCOLLO

DATA

PROGETTO STRADALE
RELAZIONE DI CALCOLO PARETE REDIRETTIVA

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

L O P L S Q E 1901

NOME FILE
T00PS00TRARE03A.pdf

CODICE ELAB. T00PS00TRARE03

REVISIONE

SCALA:

A

D

C

B

A

REV.

REVISIONE PER ISTRUTTORIA, VERIFICA E CONTROLLI D.LGS. 35/11

Aprile 2021

Asero

Caprioli

Formichi

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.2. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
4. CRITERI DI PROGETTO	8
4.1. GEOMETRIA DI PROGETTO	8
4.2. IPOTESI SUL TERRENO DI FONDAZIONE	9
4.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE UTILIZZATI NELLE VERIFICHE SISMICHE.....	9
4.4. CARICHI AGENTI.....	10
4.4.1. Carichi permanenti.....	10
4.4.2. Azioni sismiche.....	10
5. COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE	12
6. CRITERI DI VERIFICA DEI MURI	13
6.1. METODOLOGIA DI CALCOLO	13
6.2. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO GEOTECNICO (GEO).....	14
6.2.1. Verifiche a scorrimento.....	14
6.2.2. Verifiche a ribaltamento	14
6.2.3. Verifiche di capacità portante della fondazione	14
6.3. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO STRUTTURALE (STR).....	17
6.4. VERIFICA PER SOLLECITAZIONI DI PRESSO/TENSO-FLESSIONE	17
6.5. VERIFICA PER SOLLECITAZIONE TAGLIANTE.....	17
7. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	19
7.1. SOLLECITAZIONI A LIVELLO INTRADOSSO FONDAZIONE.....	19
7.2. VERIFICHE A RIBALTAMENTO	19
7.3. VERIFICHE A RIBALTAMENTO	19
7.4. VERIFICHE DI PORTATA DELLA FONDAZIONE	19
8. VERIFICHE STRUTTURALI ELEVAZIONE	21
8.1. SOLLECITAZIONI AL COLLETTO DI FONDAZIONI	22
8.2. AZIONI DI PROGETTO	22
8.3. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE	23
8.4. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO	24

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito dell'adeguamento dello svincolo esistente di Borore al km 1335+000, in ottemperanza alle osservazioni scaturite dai controlli sicurezza D.lgs. 35/11, in corrispondenza della carreggiata direzione Cagliari è stata progettata una parete redirettiva in continuità con la spalla ovest del cavalcavia esistente della SP77 a cui sarà collegata la barriera metallica bordo laterale posta a protezione della rampa D, oggetto di adeguamento. Per i dettagli dell'opera si faccia riferimento all'elaborato grafico T00PS00TRADC12A.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1. Normativa di riferimento

- [1] Norme Tecniche per le Costruzioni - NTC2008 D.M. 14 gennaio 2008 – "*Norme tecniche per le Costruzioni*".
- [2] Circolare 2 febbraio 2009., n. 7 CC.S.LL.PP. - *Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008.*
- [3] Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione.

2.2. Riferimenti bibliografici

Migliacci – F. Mola: **Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.** – Masson Italia Editori 1985.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per getto in opera elevazione parete:

• Caratteristica di resistenza minima		C32/40
• Classe di esposizione		XD1 – XC4
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	33.20 MPa
• Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	40.00 MPa
• Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	41.20 MPa
• Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	3.100 MPa
• Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$	33642 MPa
• Classe di consistenza		S4
• Copriferro		45 mm

Stato Limite Ultimo

• Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50
• Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85
• Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$	18.81 MPa
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	1.45 MPa

Stato Limite di Esercizio

• Tensione max di compressione – Comb.rara	$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$	19.92 MPa
• Tensione max di compressione – Comb.quasi permanente	$= 0.45 f_{ck}$	14.94 MPa

Calcestruzzo per getto in opera fondazione:

• Caratteristica di resistenza minima		C28/35
• Classe di esposizione		XC2
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	29.05 MPa
• Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	35.00 MPa
• Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	37.05 MPa
• Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	2.835 MPa
• Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$	32588 MPa
• Classe di consistenza		S4
• Copriferro		40 mm

Stato Limite Ultimo

• Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50
• Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85

- Resistenza a compressione di calcolo $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$ 16.46 MPa
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$ 1.32 MPa

Stato Limite di Esercizio

- Tensione max di compressione – Comb.rara $\sigma_c = 0.60 f_{ck}$ 17.43 MPa
- Tensione max di compressione – Comb.quasi permanente $= 0.45 f_{ck}$ 13.07 MPa

Calcestruzzo magro per sottofondazioni:

- Caratteristica di resistenza minima C12/15
- Classe di esposizione X0
- Classe di consistenza -

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate per cemento armato **B450C**
- Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%) $f_{tk} =$ 540 MPa
- Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%) $f_{yk} =$ 450 MPa

Stato Limite Ultimo

- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_S =$ 1.15
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$ 391.30 MPa

Stato Limite di Esercizio

- Tensione max di trazione $\sigma_s = 0.80 f_{yk}$ 360 MPa

4. CRITERI DI PROGETTO

4.1. Geometria di progetto

La parete redirettiva ha una ciabatta di fondazione con sezione rettangolare di dimensioni 1.95mx0.7m; la sua elevazione ha spessore costante pari a 45cm e un'altezza variabile da un minimo di 0.7m a un massimo di 5m. A favore di sicurezza, nei calcoli si fa riferimento a un concio di lunghezza 1m con sezione di altezza pari a quella massima, $H_{tot} = 0.7m \text{ (fond.)} + 5m \text{ (elev. max)} = 5.70m$.

In tabella si riassumono le caratteristiche geometriche della sezione di progetto considerate nei calcoli.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	
Tipologia del muro	Muro a una risega verticale
Lunghezza del concio	L_{concio} 1.00 [m]
Larghezza fondazione	L_F 1.95 [m]
Spessore fondazione	S_F 0.70 [m]
Larghezza dente anteriore	d 1.00 [m]
Altezza risega	H_1 5.00 [m]
Spessore risega	S_1 0.45 [m]

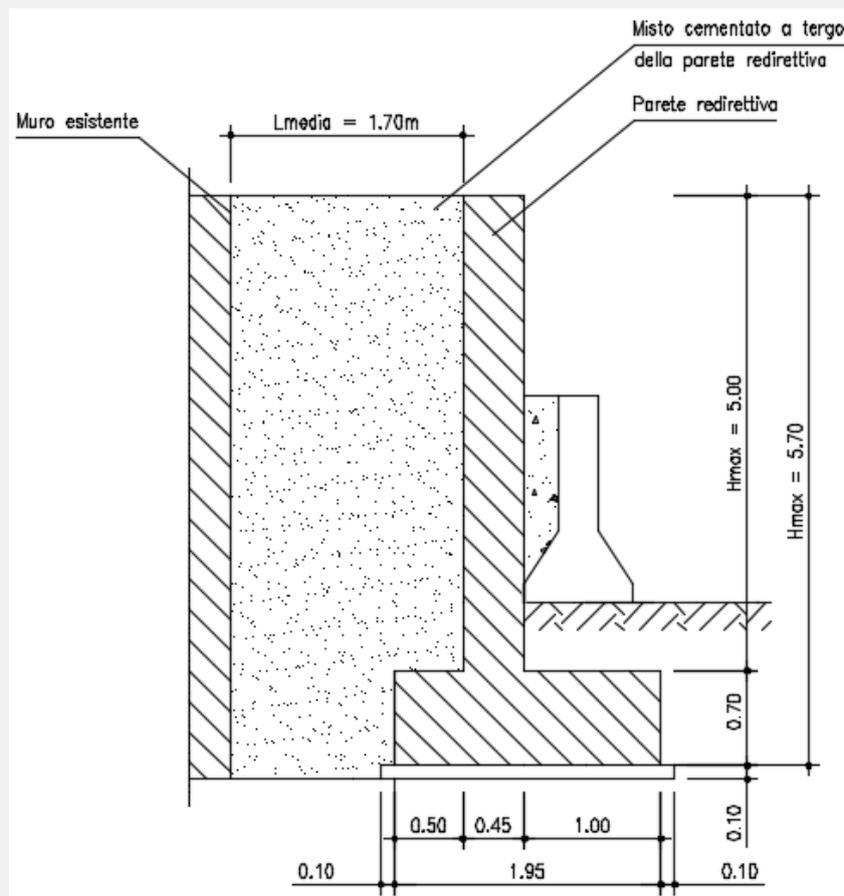


Figura 1: Geometria di progetto

4.2. Ipotesi sul terreno di fondazione

Per il terreno di fondazione, a favore di sicurezza, si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche:

- peso di volume naturale $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di resistenza al taglio $\phi' = 28^\circ$
- coesione drenata $c' = 0 \text{ kPa}$;

4.3. Criteri di progettazione utilizzati nelle verifiche sismiche

Per quanto riguarda la **Categoria di sottosuolo** ai fini della definizione dell'azione sismica si assume la più conservativa tra le categorie previste dalla NTC2008, ovvero la **Categoria di sottosuolo di tipo E**.

In base alla categoria di sottosuolo (categoria E), è possibile calcolare il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18), che risulta pari a:

$$S_s = 1.6$$

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T1 = superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) per configurazioni superficiali semplici si può adottare il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 17/01/18):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

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

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel caso specifico, per i diversi stati limite, il valore di a_{\max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	a_{\max} [g]
SLO	60	0.025	0.038
SLD	101	0.031	0.047
SLV	949	0.060	0.090
SLC	1950	0.071	0.106

Nella Tabella 1 sono riassunti i valori caratteristici dell'azione sismica di riferimento per l'opera in progetto.

Tabella 1 – Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica sulla parete

Opera	Stato limite	V _N (anni)	C _U	T _R (anni)	Cat. terreno	S	a _{max}
Parete redirettiva km135+00	SLV	50	2.0	949	E	1.6	0,096

4.4. Carichi agenti

Come carichi agenti sulla parete si sono considerati:

- il carico associato al peso proprio della struttura;
- il carico associato al peso del riempimento in misto cementato sul dente posteriore della fondazione
- l'azione sismica

A favore di sicurezza, si è trascurato il carico associato al peso del new jersey e del terreno di riempimento al di sopra del dente anteriore della fondazione

4.4.1. Carichi permanenti

Il peso proprio del muro in c.a e del riempimento in misto cementato sono valutati considerando un peso specifico di 25.0 kN/m³.

4.4.2. Azioni sismiche

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in fase sismica può essere eseguita mediante il metodo pseudostatico in condizioni di equilibrio limite. L'azione sismica è quindi rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo SLU i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

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

dove:

$$a_{max} = \text{accelerazione orizzontale massima attesa al sito};$$

$$g = \text{accelerazione di gravità}.$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

$$S_S = \text{coeff. di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);}$$

$$S_T = \text{coeff. di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);}$$

$$a_g = \text{accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.}$$

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m (coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito) è pari a:

$$\beta_m = 0.380 \text{ nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)}$$

$$\beta_m = 0.470 \text{ nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD).}$$

Per lo stato limite di ribaltamento il valore di β_m viene incrementato del 50% rispetto a quelli innanzi indicati:

$\beta_m = 0.570$ nella verifica al ribaltamento allo stato limite ultimo (SLV).

A favore di sicurezza, per calcolare la forza statica equivalente dovuta alla massa del riempimento in misto cementato a tergo della parete, non viene considerato solo il peso della parte al di sopra del dente posteriore della fondazione, ma il peso di blocco di altezza pari all'altezza massima della parete (5m) e larghezza pari alla larghezza media del misto cementato pari a $3.41/2 \approx 1.70\text{m}$.

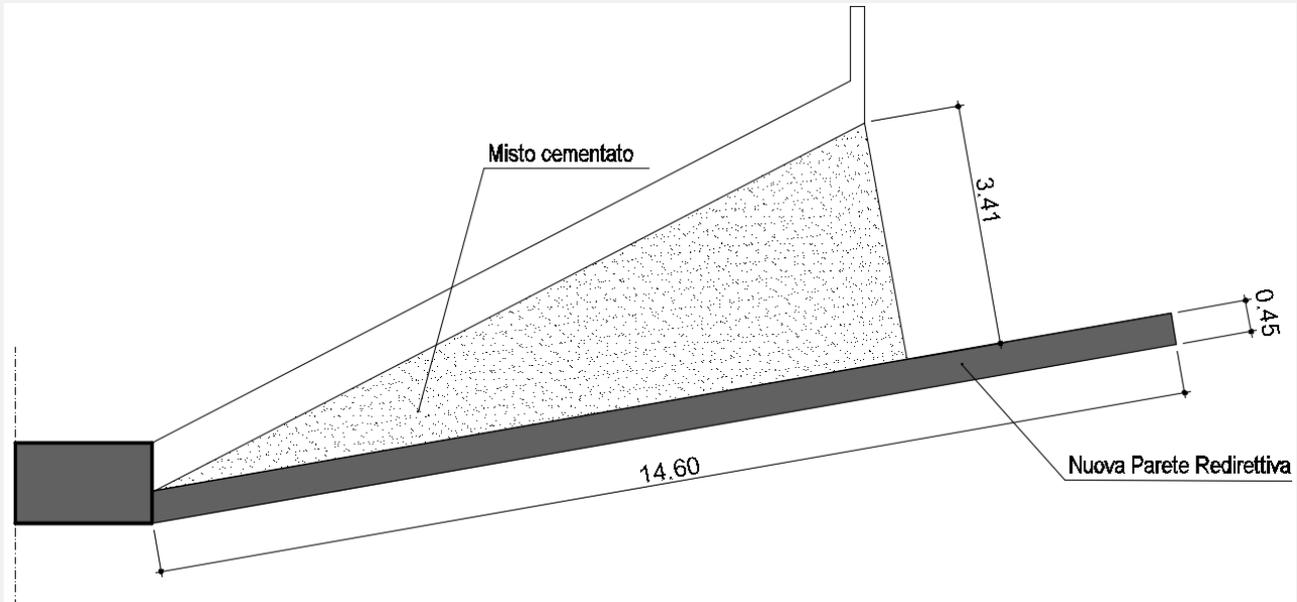


Figura 2: Geometria in pianta del riempimento in misto cementato dietro la parete

Utilizzando la caratterizzazione sismica indicata da D.M. 2008, si stimano i seguenti parametri sismici per le opere in oggetto:

PARAMETRI SISMICI			
Categoria di sottosuolo		Categoria E	
Categoria topografica		Categoria T1	
Coeff. amplificazione stratigrafica (SLD)	$S_S - SLD$	1.60	
Coeff. amplificazione stratigrafica (SLV)	$S_S - SLV$	1.60	
Coeff. amplificazione topografica	S_T	1.00	
Stato Limite di Danno (SLD)			
Accel. orizz. max su sito di riferimento rigido	a_g/g	0.031	
Tipo di verifica da effettuare con i seguenti parametri		Scorrim. Port.	Ribaltamento
Coefficiente di riduzione di ag	β_m	0.470	0.705
Coefficienti sismici	k_h	0.023	0.035
	k_v	0.012	0.017
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)			
Accel. orizz. max su sito di riferimento rigido	a_g/g	0.060	
Tipo di verifica da effettuare con i seguenti parametri		Scorrim. Port.	Ribaltamento
Coefficiente di riduzione di ag	β_m	0.380	0.570
Coefficienti sismici	k_{h-SLV}	0.036	0.055
	k_{v-SLV}	0.018	0.027

5. COMBINAZIONI DI CARICO PER LE VERIFICHE

Si illustrano di seguito le combinazioni di carico utilizzate per le verifiche geotecniche e strutturali. Le combinazioni di verifica risultano conformi a quanto riportato nei paragrafi 2.5.3 ("Sicurezza e prestazioni attese – Combinazione delle azioni") e 6.2.3 ("Progettazione geotecnica – Verifiche della sicurezza e delle prestazioni") del D.M. 2008.

			Peso proprio	Peso Riempimento	Azioni sismiche
Combinazioni per verifiche geotecniche e strutturali	SLU	EQU	1.00	1.00	0.00
		SLU-F1	1.00	1.00	0.00
		SLU-F2	1.30	1.30	0.00
		ECC	1.00	1.00	0.00
		SLV_SISM ↓	1.00	1.00	1.00
		SLV_SISM ↑	1.00	1.00	1.00
Combinazioni per verifiche strutturali	SLE	SLE_QP	1.00	1.00	0.00
		SLE_FR	1.00	1.00	0.00
		SLE_CAR	1.00	1.00	0.00
		SLD_SISM ↓	1.00	1.00	1.00
		SLD_SISM ↑	1.00	1.00	1.00

Le combinazioni "SLE Quasi Permanente" e "SLE Frequente" vengono utilizzate per le verifiche allo Stato Limite di Fessurazione.

Le azioni sismiche tengono conto dell'incremento dei pesi (propri + riempimento) come già specificato in precedenza.

6. CRITERI DI VERIFICA DEI MURI

6.1. Metodologia di calcolo

Le verifiche dei muri sono condotte secondo il metodo degli Stati Limite, come prescritto dalle Nuove norme tecniche sulle costruzioni" del 2008.

Si eseguono verifiche agli stati limite ultimi, con lo scopo di verificare la sicurezza delle opere, e agli stati limite di esercizio, necessarie per verificare che i cedimenti attesi siano compatibili con la funzionalità dei vari elementi e che i tassi di lavoro all'interno delle strutture garantiscano i livelli prestazionali richiesti per tutto il periodo di vita utile delle opere.

Sono effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):
 - stabilità globale del complesso muro-terreno;
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza nelle strutture in c.a.

Per ogni stato limite considerato si accerta che sia soddisfatta la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d e R_d rappresentano rispettivamente le sollecitazioni e le resistenze di progetto.

In accordo con le NTC 2008 la verifica agli Stati Limite Ultimi (SLU) delle opere in oggetto è stata effettuata secondo l'Approccio 2 con la combinazione unica (A1+M1+R3)

I set di fattori di sicurezza parziali sulle azioni (A1), sui parametri geotecnici (M1) e sulle resistenze (R3) sono riportati rispettivamente nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2008.

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

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

6.2. Verifiche agli Stato Limite Ultimi di tipo geotecnico (GEO)

6.2.1. Verifiche a scorrimento

Nelle verifiche a scivolamento si valutano i valori delle forze verticali (contributi resistenti) e delle forze orizzontali (forze di scorrimento) e si verifica che la seguente espressione risulti maggiore di $\gamma_R = 1.1$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2008):

$$F_S = \frac{T_{RES}}{T_{SOLL}} = \frac{\mu \cdot \sum_i \alpha_i \cdot N_i}{\sum_i \beta_i \cdot V_i} \geq \gamma_R$$

dove: μ = coefficiente di attrito terreno/fondazione (posto pari alla tangente dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione);
 α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
 N_i = forza verticale;
 β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ;
 V_i = forza orizzontale.

6.2.2. Verifiche a ribaltamento

Nelle verifiche a scivolamento si valutano i valori delle forze verticali (contributi resistenti) e delle forze orizzontali (forze di scorrimento) e si verifica che la seguente espressione risulti maggiore di $\gamma_R = 1.15$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2008):

$$F_S = \frac{T_{RES}}{T_{SOLL}} = \frac{\mu \cdot \sum_i \alpha_i \cdot N_i}{\sum_i \beta_i \cdot V_i} \geq \gamma_R$$

dove: μ = coefficiente di attrito terreno/fondazione (posto pari alla tangente dell'angolo d'attrito del terreno di fondazione);
 α_i = coefficiente di combinazione della forza N_i ;
 N_i = forza verticale;
 β_i = coefficiente di combinazione della forza V_i ;
 V_i = forza orizzontale.

6.2.3. Verifiche di capacità portante della fondazione

La verifica di capacità portante della fondazione di un muro è verificata se il rapporto tra la pressione limite e la pressione equivalente sul terreno risulta maggiore di $\gamma_R = 1.4$ (come da Tabella 6.5.I delle NTC 2008):

$$F_S = \frac{q_{lim}}{\sigma_{Sd}} \geq \gamma_R$$

dove: σ_{Sd} = pressione equivalente sul terreno;
 q_{lim} = pressione limite della fondazione, calcolata secondo Brinch-Hansen.

Il calcolo della pressione equivalente di contatto si rende necessario per poter confrontare gli sforzi sollecitanti nel terreno (non necessariamente uniformi) con la pressione limite ottenuta dalle formule di capacità portante (che è invece inevitabilmente uniforme). Il procedimento usualmente seguito nel progetto delle fondazioni, ampiamente documentato in letteratura, si basa sulla valutazione dell'eccentricità delle sollecitazioni cui consegue una ridistribuzione uniforme delle sollecitazioni stesse su una fondazione di dimensioni ridotte.

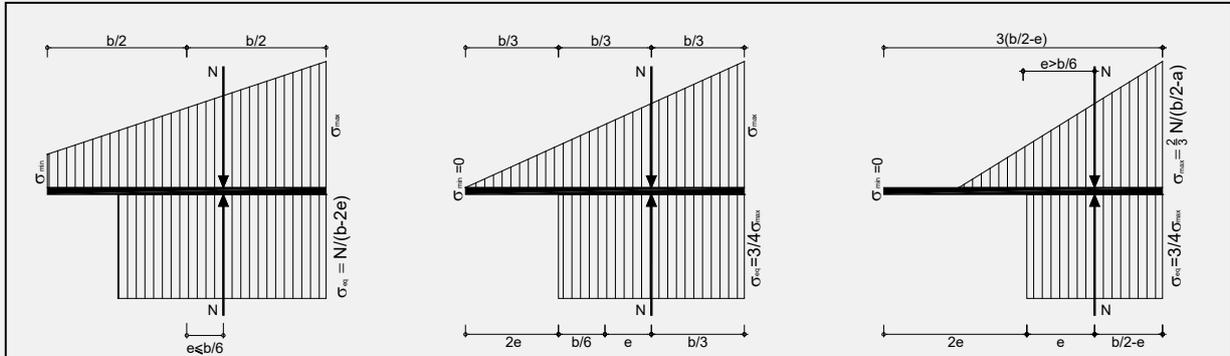


Figura 3: Pressione di contatto equivalente in funzione dell'eccentricità dei carichi applicati alla fondazione

La capacità portata della fondazione è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali; poiché la fondazione ed il piano campagna risultano orizzontali, si sono trascurati i corrispondenti fattori correttivi. Il carico limite è pertanto fornito dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

dove: γ' = peso specifico terreno di fondazione (sommerso, se in presenza di falda);
 B = larghezza equivalente della fondazione (in presenza di carichi eccentrici);
 c' = coesione del terreno di fondazione;
 q' = sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione;
 N_{γ}, N_c, N_q = coefficienti di capacità portante;
 s_{γ}, s_c, s_q = coefficienti di forma;
 i_{γ}, i_c, i_q = coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali;
 d_c, d_q = coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Di seguito vengono riepilogate le espressioni utilizzate per determinare la larghezza equivalente della fondazione, l'entità sovraccarico e i valori dei diversi coefficienti.

- *Larghezza equivalente della fondazione:*

$$B = B_R - 2 \cdot \frac{M}{N}$$

dove: B_R = larghezza reale della fondazione;
 M = momento risultante sulla fondazione;
 N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione.

- *Sovraccarico dovuto al peso del terreno posto sopra il livello di fondazione:*

$$q' = \gamma_t \cdot D$$

dove: γ_t = peso del terreno di ricoprimento;
 D = profondità del piano di posa della fondazione.

- *Coefficienti di capacità portante:*

$$N_q = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\phi')$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione.

- *Coefficienti di forma (per $B < L$):*

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')}$$

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
L = lunghezza della fondazione, cautelativamente assunta pari a 5·B per tutti i muri (fondazione nastriforme).

- *Coefficienti dipendenti dalla profondità del piano di posa:*

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

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

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

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);
D = profondità del piano di posa della fondazione;
N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza).

- *Coefficienti correttivi dovuti alla presenza di carichi orizzontali:*

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

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

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

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

dove: ϕ' = angolo di attrito del terreno di fondazione;
c' = coesione del terreno di fondazione;
B = larghezza equivalente della fondazione (definita in precedenza);

- L = lunghezza della fondazione;
N = azione perpendicolare al piano di posa sulla fondazione;
H = azione parallela al piano di posa sulla fondazione;
N_c = coefficiente di capacità portante (definito in precedenza);
d_q = coefficiente dipendente dalla profondità del piano di posa (definito in precedenza).

6.3. Verifiche agli Stati Limite Ultimi di tipo strutturale (STR)

6.4. Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 2008 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed};
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

6.5. Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 2008 al punto 4.1.2.1.3.1.

Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M..

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \vartheta}{1 + \text{ctg}^2 \vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a:
	1 per membrature non compresse
	$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$
	1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$
	$2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

7. VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

7.1. Sollecitazioni a livello intradosso fondazione

La tabella seguente riporta le sollecitazioni agenti sul muro, indicando i relativi bracci rispetto al baricentro della faccia d'intradosso della ciabatta di fondazione (b_M) e rispetto all'estremità più a valle della ciabatta di fondazione (b_0).

Azioni sollecitanti a base fondazione del concio	SLU-Tutte le verifiche		SLU-Verifica a ribaltamento		$b_{\text{horiz,(O)}}$ [m]	$b_{\text{horiz,(M)}}$ [m]	b_{vert} [m]
	N [kN]	V [kN]	N [kN]	V [kN]			
Peso proprio elevazione	56.25		56.25		1.23	-0.25	
Peso proprio ciabatta di fondazione	34.13		34.13		0.98	0.00	
Peso del terreno da rilevato su ciabatta posteriore	62.50		62.50		1.70	-0.73	
Peso del terreno da rilevato su ciabatta anteriore	0.00		0.00		0.50	0.48	
Incres. sismico peso proprio elevazione (SLV)	1.03	2.05	1.54	3.08	1.23	-0.25	3.20
Incres. sismico peso proprio ciabatta di fondazione (SLV)	0.62	1.24	0.93	1.87	0.98	0.00	0.35
Incres. sismico misto cementato su ciabatta posteriore (SLV)	1.14	7.75	1.71	11.63	1.70	-0.73	3.20
Incres. sismico terreno da rilevato su ciabatta anteriore (SLV)	0.00		0.00		0.50	0.48	0.70
Incres. sismico peso proprio elevazione (SLD)	0.66	1.31	0.98	1.97	1.23	-0.25	3.20
Incres. sismico peso proprio ciabatta di fondazione (SLD)	0.40	0.80	0.60	1.19	0.98	0.00	0.35
Incres. Sismicomisto cementatoda rilevato su ciabatta posteriore (SLD)	0.73	4.95	1.09	7.43	1.70	-0.73	3.20
Incres. sismico terreno da rilevato su ciabatta anteriore (SLD)	0.00		0.00		0.50	0.48	0.70
Incres. sismico sovraccarichi perm. su ciabatta posteriore (SLD)	0.00	0.00	0.00	0.00	1.70	-0.73	0.70
Incres. sismico sovraccarichi perm. su ciabatta anteriore (SLD)	0.00		0.00		0.50	0.48	0.70

Tali valori andranno opportunamente combinati (secondo le combinazioni di carico riportate nel paragrafo precedente) per effettuare le verifiche di stabilità globale (ribaltamento, scivolamento e portata).

7.2. Verifiche a ribaltamento

Si valuta il valore del momento stabilizzante e del momento ribaltante e si verifica che il rapporto tra i due sia maggiore di $\gamma_R = 1.0$ per le verifiche SLU e $\gamma_R = 1.15$ per le verifiche SLU sismiche.

Verifiche a ribaltamento	Comb. EQU	Comb. ECC	Comb. SLV_SISM ↓	Comb. SLV_SISM ↑
Momento stabilizzante totale [kNm]	208	208	203	214
Momento ribaltante totale [kNm]	0	0	48	48
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento [-]	VERIFICATO	VERIFICATO	4.25	4.49

Le verifiche a ribaltamento risultano soddisfatte.

7.3. Verifiche a scivolamento

Si valuta il valore delle forze verticali (contributi resistenti) e delle forze orizzontali (forze di scorrimento), quindi si verifica che il rapporto tra le due sia maggiore di $\gamma_R = 1.1$ per le verifiche SLU e $\gamma_R = 1.0$ per le verifiche SLU sismiche.

Verifiche a scivolamento	Comb. SLU-F1	Comb. SLU-F2	Comb. ECC	Comb. SLV_SISM ↓	Comb. SLV_SISM ↑
Forza di attrito totale [kN/m]	46	59	46	45	47
Forza di scorrimento totale [kN/m]	0	0	0	11	11
Coefficiente di sicurezza a scivolamento [-]	VERIFICATO	VERIFICATO	VERIFICATO	4.07	4.22

Le verifiche a scivolamento risultano soddisfatte.

7.4. Verifiche di portata della fondazione

La portata di base è stata calcolata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen per le fondazioni superficiali. Si verifica che il rapporto tra portata di base e sforzo massimo sul terreno sia maggiore di $\gamma_R = 1.4$ per le verifiche SLU e $\gamma_R = 1.2$ per le verifiche SLU sismiche.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva delle verifiche di portata.

Verifiche di portata della fondazione (formulazione di Brinch-Hansen)		Comb. SLU-F1	Comb. SLU-F2	Comb. ECC	Comb. SLV_SISM ↓	Comb. SLV_SISM ↑
Sollecitazioni sul concio a base fondazione	M [kNm]	59	77	59	26	29
	N [kN]	153	199	153	150	156
	H [kN]	0	0	0	11	11
	e [m]	0.39	0.39	0.39	0.18	0.18
Caratteristiche geometriche della fondazione	B _{REALE} [m]	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
	B _{CALCOLO} [m]	1.17	1.17	1.17	1.60	1.58
	L [m]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	D [m]	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
	q' [kN/m ²]	17.50	17.50	17.50	17.50	17.50
Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione	φ [°]	25.00	25.00	25.00	25.00	25.00
	c [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	γ _{fond} [kN/m ³]	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
	η [°]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	β [°]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Calcolo della portata limite e di progetto del terreno	q _{LIM-attr.} [kN/m ²]	18.94	18.94	18.94	13.46	13.69
	q _{LIM-coes.} [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	q _{LIM-car.lat.} [kN/m ²]	320.88	320.88	320.88	300.00	300.84
	q _{LIM} [kN/m ²]	339.82	339.82	339.82	313.47	314.53
Sforzi sul terreno di fondazione	σ _{max} [kN/m ²]	173.74	225.86	173.74	118.76	125.03
	σ _{min} [kN/m ²]	0.00	0.00	0.00	35.18	34.62
	L _{reag} [m]	1.17	1.17	1.17	1.60	1.58
	σ _{Sd} [kN/m ²]	130.30	169.39	130.30	93.97	98.40
Coefficiente di sicurezza sulla portata [-]		2.61	2.01	2.61	3.34	3.20

dove:

M	il momento flettente alla base dell'opera
N	l'azione verticale alla base dell'opera
H	l'azione orizzontale alla base dell'opera
B _R	la larghezza reale della fondazione
B	la larghezza ridotta della fondazione
σ _{min}	la sollecitazione minima sul terreno
σ _{max}	la sollecitazione massima sul terreno
σ _{eq}	la sollecitazione equivalente sul terreno

Le verifiche di portata risultano pertanto soddisfatte.

8. VERIFICHE STRUTTURALI ELEVAZIONE

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche strutturali con le azioni derivanti dalle combinazioni agli stati limite.

Nella figura seguente si riporta uno schema dell'armatura adottata.

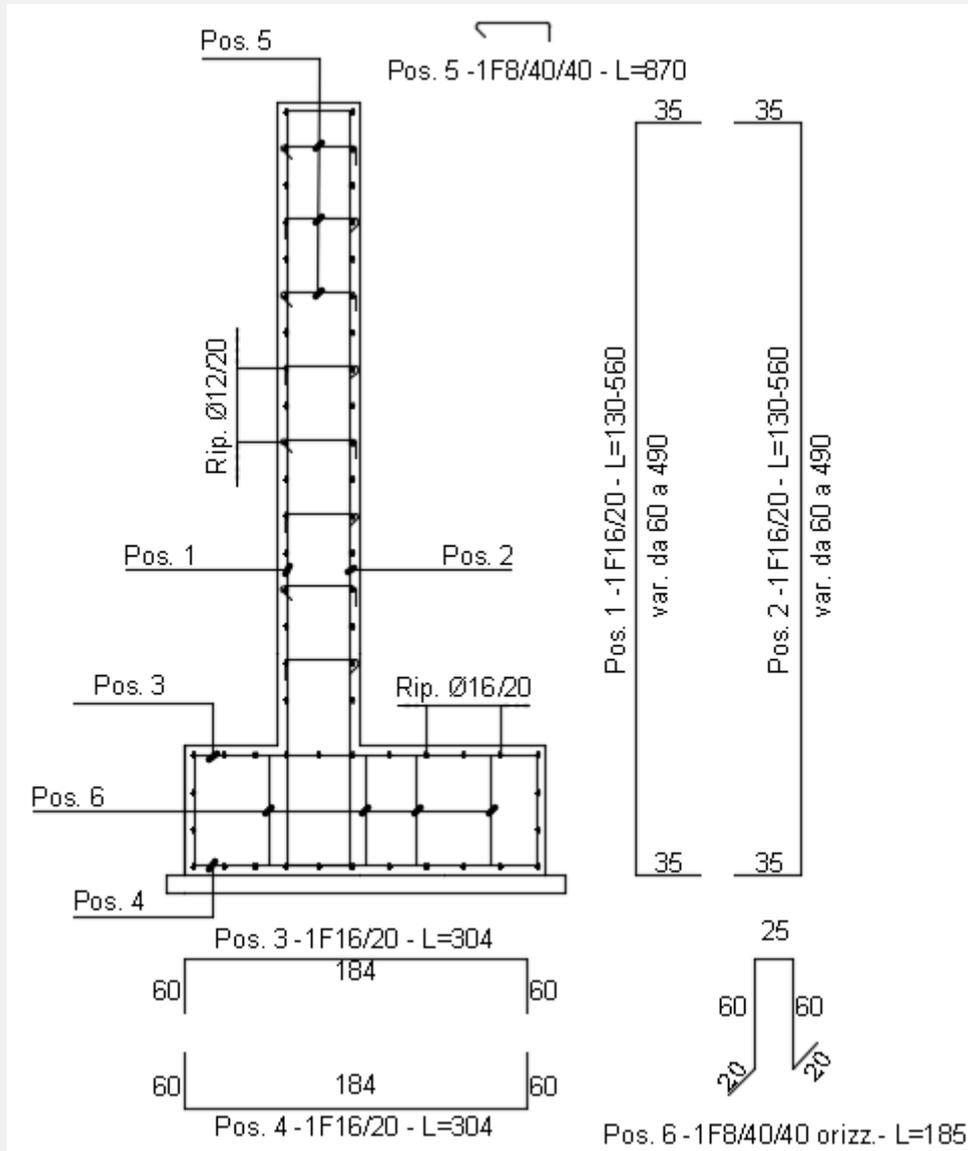


Figura 4: Schema dell'armatura della parete redirettiva

L'elevazione della parete ha uno spessore di 45 cm ed è così armata:

- Intradosso (lato riempimento): \varnothing 16/20 (ripartitori esterni: \varnothing 12/20)
- Estradosso: \varnothing 16/20 (ripartitori esterni: \varnothing 12/20)

Il copriferro netto è pari a 4.5cm.

Le verifiche vengono svolte con riferimento alla sezione al colletto di fondazione che risulta essere la più sollecitata.

8.1. Sollecitazioni al colpetto di fondazioni

La tabella seguente riporta le sollecitazioni agenti sul muro, indicando i relativi bracci rispetto al colpetto di fondazione (b_{vert}).

Azioni a base risega	SLU		b_{vert} [m]
	N [kN/m]	V [kN/m]	
Peso proprio elevazione	56.25		
Azioni concentrate in testa muro		0.00	5.00
Increment. sismico peso proprio elevazione (SLD)	0.66	1.31	2.50
Increment. sismico peso proprio elevazione (SLV)	1.03	2.05	2.50
Peso del misto cementato (per calcolo azione assiale e spinta sismica verticale)	0.00		
Peso del misto cementato (per calcolo spinta sismica orizzontale)	62.50		2.50
Incremento sismico peso misto cementato (SLD)	0.00	4.95	2.50
Incremento sismico peso misto cementato (SLV)	0.00	7.75	2.50

8.2. Azioni di progetto

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le sollecitazioni più gravose riferite alla sezione al colpetto di fondazione utilizzate per le verifiche strutturali.

COMBINAZIONI PER VERIFICHE ELEVAZIONE (N positivo se di compressione)			
	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]
SLU-F1	56.3	0.0	0.0
SLU-F2	73.1	0.0	0.0
ECC	56.3	0.0	0.0
SLV_SISM ↓	55.2	9.8	24.5
SLV_SISM ↑	57.3	9.8	24.5
SLE_QP	56.3	0.0	0.0
SLE_FR	56.3	0.0	0.0
SLE_CAR	56.3	0.0	0.0
SLD_SISM ↓	55.2	6.3	15.7
SLD_SISM ↑	57.3	6.3	15.7

A favore di sicurezza nelle verifiche allo SLU si trascura l'azione assiale di compressione agente sulla sezione.

8.3. Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 45.0 b3 45.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 16 mm posizionati a 38.5 cm da intradosso

Area armatura normale = 1050 (mm²) a 38.5cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale = 210000.0 (N/mm²)
Modulo Elastico calcestruzzo = 33642.8 (N/mm²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo = 40.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale = 450.00 (N/mm²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale = 450.00 (N/mm²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo : Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione $\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione $\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale : Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo $\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio $\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica $f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $k_{fyd} = 391.30$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto $M_d = 24.5$ (KN.m)
Sforzo di Progetto $N_d = 0.0$ (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 2.04 (cm)
Momento di Rottura $M_r = 113.4$ (KN.m)
Sforzo di Rottura $N_r = 0.0$ (KN)
Rottura nel Dominio 3
Rapporto $M_r/M_d = 4.629$

La verifica a presso-flessione dell'elevazione è soddisfatta (FS>1).

Relazione di Calcolo parete redirettiva

23

RTI di progettazione:



Mandataria
Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante
Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

8.4. Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

Si riportano le verifiche a taglio secondo quanto riportato in D.M. 2008 § 4.1.2.1.3.

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	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}	=	9.80	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 della sezione	h	=	450	mm
Copriferro netto	c	=	45	mm
Diametro staffe minime da normativa	ϕ_w	=	12	mm
Altezza utile della sezione	d	=	385	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	500	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\emptyset	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5.00	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1005	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0052	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.3.5.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.72	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.46	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	$V_{Rd,min}$	=	87.63	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	102.87	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.