

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA - MANTOVA

Nuovo Sottopasso Ciclo-pedonale al 86+988

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NM25 03 D 26 CL SL0200 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G. Coppa 	Aprile 2020	R. Rausedo 	Aprile 2020	M. Berlingieri 	Aprile 2020	 A.F. 2020 Aprile 2020 DOTT. ING. PEREGO ANDREA Sez. settori: a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione n. A/32428 MILANO

File: NM2503D26CLSL0200002A_01.doc

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA	5
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1 NORMATIVA.....	6
3. UNITÀ DI MISURA.....	8
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	9
4.1 CALCESTRUZZO FONDAZIONE	9
4.2 CALCESTRUZZO ELEVAZIONE	9
4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	10
4.4 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	11
4.5 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	11
5. PARAMETRI SISMICI	12
6. PARAMETRI GEOTECNICI	14
7. CRITERI DI VERIFICA	16
7.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	16
7.1.1 <i>Sollecitazioni flettenti</i>	16
7.1.2 <i>Sollecitazioni taglianti</i>	16
7.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	18
7.2.1 <i>Verifica a fessurazione</i>	19
7.2.2 <i>Verifica delle tensioni</i>	19
8. MODELLAZIONE STRUTTURALE	20
8.1 CODICE DI CALCOLO	20
8.2 MODELLO DI CALCOLO	20
8.2.1 <i>Interazione terreno-struttura</i>	21
9. MURO AD U TIPO1	23
9.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	23
9.2 ANALISI DEI CARICHI.....	24
9.2.1 <i>Condizioni di carico</i>	24

9.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO	28
9.3	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	32
9.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO	39
9.4.1	Soletta di fondazione – sezione di mezzeria	41
9.4.2	Soletta di fondazione – sezione di incastro	47
9.4.3	Piedritti – sezione di incastro inferiore	53
9.5	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	59
9.5.1	Verifica della capacità portante.....	59
9.5.2	Valutazione dei cedimenti.....	68
10.	MURO AD U TIPO2.....	71
10.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	71
10.2	ANALISI DEI CARICHI.....	71
10.2.1	Condizioni di carico.....	72
10.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO	75
10.3	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	79
10.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO	84
10.4.1	Soletta di fondazione – sezione di mezzeria	86
10.4.2	Soletta di fondazione – sezione di incastro	91
10.4.3	Piedritti – sezione di incastro inferiore	97
10.5	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	103
10.5.1	Verifica della capacità portante.....	103
10.5.2	Valutazione dei cedimenti.....	110
11.	MURO AD U TIPO3.....	112
11.1	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	112
11.2	ANALISI DEI CARICHI.....	112

11.2.1	Condizioni di carico.....	113
11.2.2	COMBINAZIONI DI CARICO.....	116
11.3	ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	120
11.4	VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO.....	125
11.4.1	Soletta di fondazione – sezione di mezzeria	127
11.4.2	Soletta di fondazione – sezione di incastro	132
11.4.3	Piedritti – sezione di incastro inferiore.....	138
11.5	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	144
11.5.1	Verifica della capacità portante.....	144
11.5.2	Valutazione dei cedimenti.....	150
12.	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE.....	153

1. **PREMESSA**

La presente relazione di calcolo viene emessa nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici relativi al Progetto definitivo del Raddoppio Ferroviario Codogno-Cremona-Mantova.

La presente relazione è relativa al calcolo del muro ad U denominato "SL02" e ubicato al km 86+988 della linea ferroviaria.

Il muro ad U tipo 1 è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di dimensioni interne 4.00 x 6.00m, con piedritti di spessore 0.60m e soletta di fondazione di spessore 0.70m.

Il muro ad U tipo 2 è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di dimensioni interne 4.00 x 3.90m, con piedritti di spessore 0.40m e soletta di fondazione di spessore 0.50m.

Il muro ad U tipo 3 è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di dimensioni interne 4.00 x 2.00m, con piedritti di spessore 0.30m e soletta di fondazione di spessore 0.40m.

L'opera ricade in zona sismica e sono state pertanto considerate le azioni derivanti dall'analisi sismica, secondo quanto previsto dal D.M. 17/01/18 e dalla Circolare Applicativa.

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le seguenti normative.

- [1] LEGGE n. 1086 05.11.1971: *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- [2] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: *“Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni»*”, G.U. Serie Generale n.42 del 20.02.2008, Supplemento Ordinario n.8;
- [3] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [4] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018 - *“Manuale di progettazione delle opere civili”*;
- [5] RFI DTC SI AM MA IFS 001 B del 21.12.2018 - *“Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 1 - Ambiente”*;
- [6] RFI DTC SI PS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - *“Manuale di progettazione delle opere civili – Sezione 2 – Ponti e Strutture”*;
- [7] RFI DTC SI CS MA IFS 001 C del 21.12.2018 - *“Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili”*;
- [8] 1299/2014/UE Specifiche tecniche d'interoperabilità per il sottosistema “Infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea (18/11/2014);
- [9] Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- [10] UNI EN 1997-1: Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali;
- [11] UNI EN 1998-5: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;
- [12] Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	7 di 153

[13] UNI EN 1992-1-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”;

[14] UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. “Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

3. UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

4.1 Calcestruzzo Fondazione

Per la realizzazione della fondazione del muro ad U, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 30/37 ($R_{ck} \geq 37.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 30.71 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38.71 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico
 $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33019 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione
 $f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85^* f_{ck} / 1.5 = 17.40 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media
 $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.94 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione
 $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.06 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.37 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara)
 $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 16.89 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)
 $\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 12.28 \text{ N/mm}^2$

4.2 Calcestruzzo Elevazione

Per la realizzazione dell'elevazione del muro ad U, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 32/40 ($R_{ck} \geq 40.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	10 di 153

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \quad \text{N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \quad \text{N/mm}^2$
- Modulo elastico
 $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \quad \text{N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione
 $f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck}/\gamma_c = 0.85^* f_{ck}/1.5 = 18.81 \quad \text{N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media
 $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \quad \text{N/mm}^2$
- Resistenza a trazione
 $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \quad \text{N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \quad \text{N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara)
 $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \quad \text{N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)
 $\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \quad \text{N/mm}^2$

Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza = C12/15

4.3 Acciaio per cemento armato

Tipo	B450 (controllato in stabilimento)	
$f_{yk} =$	450 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd} = f_{yk} / 1.15 =$	391.30 MPa	Resistenza di calcolo
$\sigma_s = 0.75 f_{yk} =$	337.50 MPa	Tensione limite in condizione di esercizio (comb. Rara)

$E_s =$ 210000 MPa Modulo elastico

4.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Per le opere della presente relazione, in base a quanto prescritto dal Capitolato di Costruzione RFI 2018, si adotta quanto segue:

Fondazione	Classe di esposizione	XC3
Elevazione	Classe di esposizione	XC4

4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; definito come la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina.

In riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili Parte II - Sezione 2, per l'elemento strutturale in esame risulta un copriferro minimo $c_{min}=40mm$.

In considerazione delle condizioni ambientali che sono aggressive, i sensi della tab.4.1.III del DM 17.01.2018, il copriferro minimo indicato in tabella è stato aumentato di 10 mm, ottenendo quindi un copriferro nominale pari a $c_{nom} = 40 \text{ mm}$ per fondazione ed elevazione.

5. PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni. La classe d'uso assunta è la II. Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 50 \times 1 = 50 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} (SLV)=10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 475 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*c :

- a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;
- 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;
- S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando il muro ad U una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il

calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S a_g / g \gamma h_{tot}^2$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV sono i seguenti:

latitudine = 45.159632;

longitudine = 10.784886;

a_g = 0.091 g;

F_0 = 2.557;

T^*c = 0.305 s.

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "D" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

S_S = 1.80;

S_T = 1.0.

Risulta quindi:

a_{max} = 1.616 m/s²;

k_h = 0.162;

k_v = ±0.081.

6. PARAMETRI GEOTECNICI

Le caratteristiche geotecniche del terreno in situ, in accordo con Relazione Geotecnica sono di seguito riportati:

Parametro	WRs1	WRa1	Rs2	Ra1
γ (kN/m ³)	19.0	19.0	19.0	19.0
ϕ' (°)	34	27	34	24
c' (kPa)	0	0	0	0
C_u (kPa)	-	70	-	50
G_0 (MPa)	50.0 fino a 2 m da pc 70.0 oltre a 2 m da pc	70.0	120.0	70.0
E_0 (MPa)	125.0 fino a 2 m da pc 175.0 oltre a 2 m da pc	175.0	300.0	175.0
E_{op1} (MPa)	12.5 fino a 2 m da pc 17.5 oltre a 2 m da pc	17.5	30.0	17.5
E_{op2} (MPa)	25.0 fino a 2 m da pc 35.0 oltre a 2 m da pc	35.0	60.0	35.0
OCR (-)	-	3.0	-	1.0
CR (-)	-	0.18	-	0.18
RR (-)	-	0.036	-	0.036
$C_{\alpha\epsilon}$ (%)	-	0.12	-	0.15
k_v (m/s)	2.00E-7	5.00E-8	1.00E-6	1.00E-8

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

Quota di riferimento pc \approx 24.5 m slmm			
UNITA' GEOTECNICA	DA	A	SPESSORE
(-)	(m pc)	(m pc)	(m)
WRs1	0.0	5.0	5.0
WRa1	5.0	10.5	5.5
Rs2	10.5	27.2	16.7
Ra1	27.2	31.5	4.3
Rs2	31.5	35.0	3.5

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	15 di 153

La falda di progetto è a 6.0 m da pc

Tabella 2 Stratigrafia di riferimento

I parametri geotecnici impiegati per il rilevato ferroviario sono:

$\gamma =$	20.00	kN/m ³	peso di volume naturale
$\varphi' =$	38	°	angolo di resistenza al taglio
$c' =$	0.00	kPa	coesione drenata

La falda è posizonata al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame.

7. CRITERI DI VERIFICA

Le verifiche strutturali condotte sono le seguenti:

- Verifiche di stato limite di esercizio:
 - Verifiche di deformabilità
 - Verifiche a fessurazione
 - Verifica delle tensioni
- Verifiche di stato limite di ultimo
 - Verifica a flessione
 - Verifica a taglio

7.1 Verifiche allo stato limite ultimo

7.1.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ($\sigma_{\max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico–perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ($\sigma_{\max} = f_{yk} / 1.15$)

7.1.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con la seguente espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot x_d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) è soddisfatta se è verificata la seguente relazione:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura trasversale è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

La resistenza di calcolo a “taglio compressione” del calcestruzzo d’anima è stata calcolata con la seguente relazione:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due relazioni sopra definite:

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

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- b_w è la larghezza minima della sezione;
- σ_{cp} è la tensione media di compressione della sezione;
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- S è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d’anima ($f'_{cd}=0.5f_{cd}$);
- α è un coefficiente maggiorativo par ad 1 per membrature non compresse.

7.2 Verifiche allo stato limite di esercizio

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature, sono suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato dalla Tab. 4.1.III delle NTC2018:

Tabella 3 Descrizione delle condizioni ambientali (Tab. 4.1.III delle NTC18)

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Nel caso in esame, le condizioni ambientali sono:

- Per la fondazione “ordinarie”;

- Per l'elevazione "aggressive".

7.2.1 Verifica a fessurazione

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è pari a $w_1=0.2\text{mm}$ per l'elevazione e $w_2=0.3\text{mm}$ per la fondazione per la combinazione rara.

7.2.2 Verifica delle tensioni

I limiti tensionali considerati per i materiali sono relativi alla combinazione di carico quasi permanente e caratteristica.

Calcestruzzo:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_c \leq 0.55 f_{ck}$
Quasi permanente	$\sigma_c \leq 0.40 f_{ck}$

Acciaio:

Combinazione di azioni	Limite tensionale
Caratteristica (rara)	$\sigma_a \leq 0.75 f_{yk}$

8. MODELLO STRUTTURALE

8.1 Codice di calcolo

L'analisi della struttura del muro ad U è stata condotta con un programma agli elementi finiti (STRAUS7) facendo riferimento agli assi baricentrici degli elementi schematizzati con elementi "beam".

8.2 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte per una striscia di struttura di lunghezza unitaria, implementando un modello di calcolo bidimensionale in condizioni di deformazione piana. La struttura è definita sulla base degli assi baricentrici degli elementi. La fondazione è schematizzata come una trave su suolo elastico alla Winkler non reagente a trazione, il calcolo della costante di sottofondo è riportata nel paragrafo 8.2.1.

Lo schema statico della struttura e la relativa numerazione dei nodi e delle aste sono riportati nelle seguenti figure.

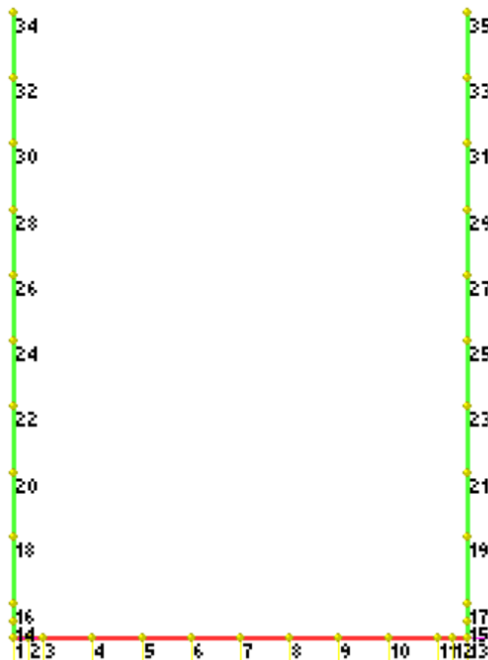


Figura 1 Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

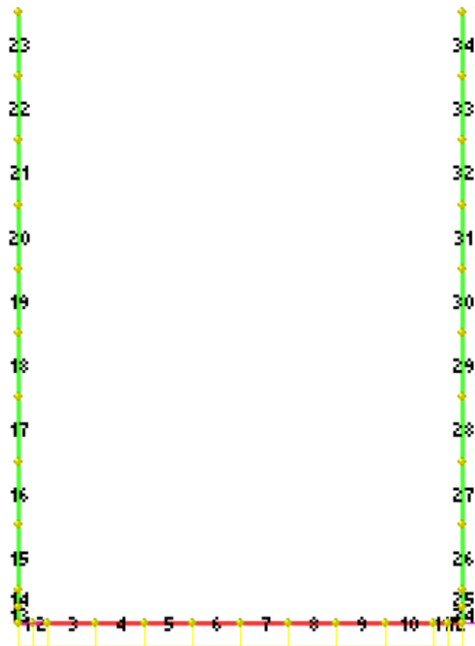


Figura 2 Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

8.2.1 Interazione terreno-struttura

Nelle analisi strutturali, per la determinazione del coefficiente di sottofondo alla Winkler si è fatto riferimento alla seguente relazione (Vesic, 1965):

$$K = \frac{0.65E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{Eb^4}{(EJ)_{fond}}}$$

dove:

E = modulo elastico del terreno;

ν = coefficiente di Poisson;

b = dimensione trasversale;

h = altezza;

J = inerzia;

E_c = modulo elastico del calcestruzzo della fondazione.

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	22 di 153

Nel caso in esame K risulta pari a 28542 kN/mc. Tale rigidezza è stata applicata come beam support lungo l'elemento, in particolare considerando la striscia di calcolo pari ad 1m risulta 28542 kPa/m*1m = 28542 kN/m/m.

9. MURO AD U TIPO1

9.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia del muro ad U avente lunghezza 1.00m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione in retto.

Larghezza totale del muro ad U	$L_{tot} =$	5.60m
Larghezza utile del muro ad U	$L_{int} =$	4.00m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	0.20m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	0.20m
Spessore piedritti	$S_p =$	0.60m
Spessore ritto centrale	$S_{pc} =$	0.00m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	0.70m
Altezza libera del muro ad U	$H_{int} =$	6.00m
Altezza totale del muro ad U	$H_{tot} =$	6.70m
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	0.00m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00m

9.2 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per il calcestruzzo armato si assume il seguente peso specifico:

calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$.

9.2.1 Condizioni di carico

9.2.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio della soletta e dei piedritti risulta:

Peso soletta di fondazione $P_{si} = 25.00 \times 0.70 = 17.50 \text{ kN/m}$

Peso piedritti $P_p = 25.00 \times 0.60 = 15.00 \text{ kN/m}$

Peso setto centrale $P_{sc} = 25.00 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

9.2.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Sulla soletta di fondazione sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura stradale:

Spessore medio sovrastruttura stradale 0.30 m

Peso specifico sovrastruttura stradale 20 kN/m^3

Peso sovrastruttura stradale 6.00 kN/m

9.2.1.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$K_0 = 0.384$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{\text{variabile}} \cdot (\gamma_{\text{terreno_piedritto}} - \gamma_w)] \cdot K_0$$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione in asse soletta inferiore $P_1 = 46.38 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_2 = 49.07 \text{ kN/m}$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di fondazione.

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{H.t.fond} = 16.70 \text{ kN}$

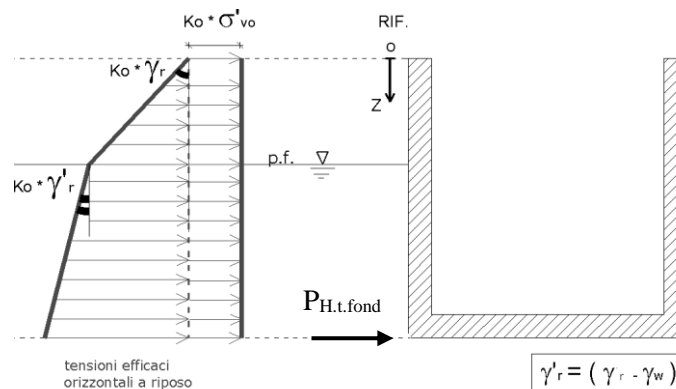


Figura 3 SPTSX

9.2.1.4 Azioni della falda (SPTW)

La falda è posizionata al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame. I valori delle spinte agenti sui piedritti, sono stati calcolati come:

$$P = z \times \gamma_w$$

per cui risulta:

Pressione in asse soletta di fondazione $P_{w1} = 0.00 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta di fondazione $P_{w2} = 0.00 \text{ kN/m}$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione e dei piedritti, i seguenti contributi:

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{wf} = 0.00 \text{ kN}$

Sottopinta semispessore piedritti

$$P_{wp} = 0.00 \text{ KN}$$

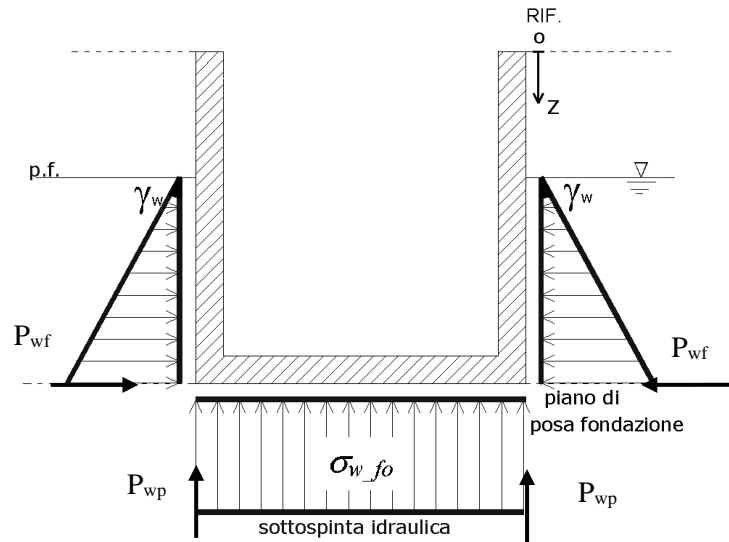


Figura 4 SPTW

9.2.1.5 Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (SPACCDX e SPACCDX)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$P_{qacc} = k_0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

In condizioni statiche, tale sovraccarico è assunto pari a 20 kN/m^2 .

Per le pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si considera un sovraccarico ridotto, pari a 10 kN/m^2 , rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici adottati nelle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria che possono transitare sulla scarpata del rilevato.

Nel caso in esame risulta:

$$P_{qacc} = 0.384 \times 10.00 = 3.84 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

9.2.1.6 Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione, si applica un carico uniformemente distribuito pari a 20 kPa .

9.2.1.7 Azioni sismiche

Forze di inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$$

Si ha:

$$\text{Massa associata al peso proprio piedritti} \quad G_1 = 15.00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Massa associata al peso del setto centrale} \quad G_2 = 0.00 \text{ kN/m}$$

9.2.1.7.1 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F_h = k_h G_p = 2.43 \text{ kN/m}$$

9.2.1.7.2 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 145.44 \quad \text{kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

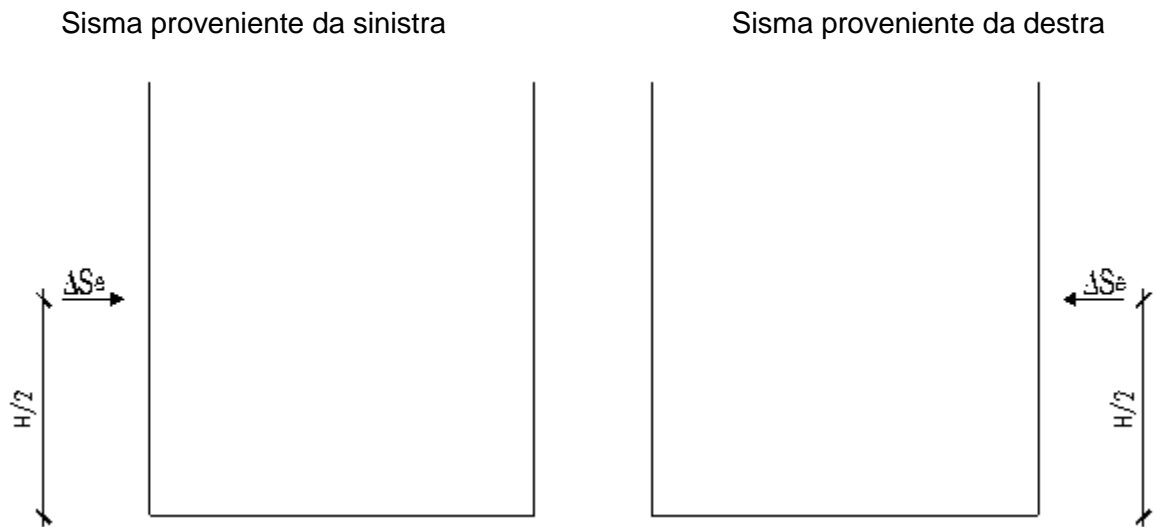


Figura 5 Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta S_E = \Delta S_E / H = 21.71 \quad \text{kN/m}^2$$

9.2.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 4 Combinazioni di carico SLU (01-05)

	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1
SPTSX	1.35	1.35	1	1.35	1.35
SPTDX	1.35	1	1	1.35	1.35
SPTW	1	1.35	1	1.35	1.35
SPACCSX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPACCDX	0	0	1.5	1.5	1.5
ACC_SOLINF	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SISMA_H	0	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	31 di 153

Tabella 5 Combinazioni di carico SLV (01-02)

	SLV01	SLV02
PP	1	1
PERM	1	1
SPTSX	1	1
SPTDX	1	1
SPTW	1	1
SPACCSX	0.2	0.2
SPACCDX	0.2	0.2
ACC_SOLINF	0.2	0.2
SISMA_H	1	1
SPSSX	1	1
SPSDX	1	-1

Tabella 6 Combinazioni di carico SLE

	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_FREQ01	SLE_QPERM01
PP	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	1	0.8	0.8	1
SPTW	1	1	1	1
SPACCSX	1	1	0.75	0
SPACCDX	1	0	0	0
ACC_SOLINF	1	1	0.75	0
SISMA_H	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0

9.3 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica.

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglienti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN–m.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-756	756
	[Bm:13]	[Bm:1]

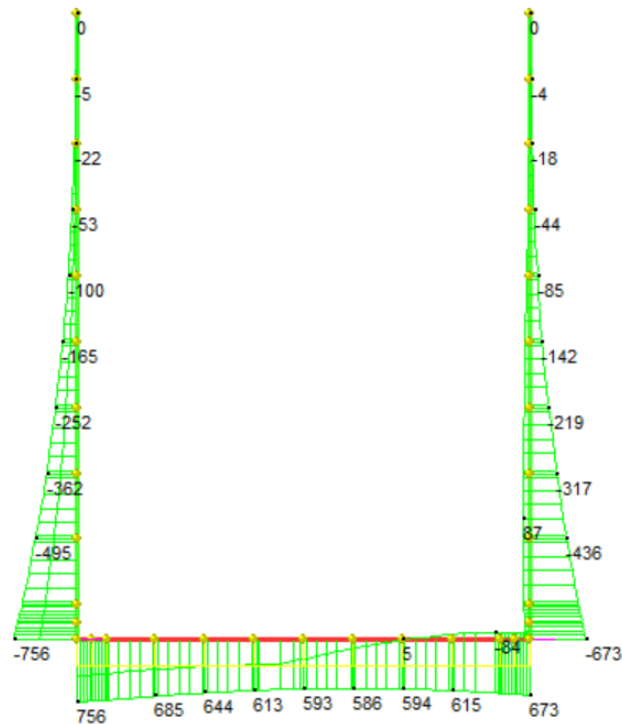


Figura 1 Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	33 di 153

	MIN	MAX
SF2(kN)	-277	293
	[Bm:6]	[Bm:13]

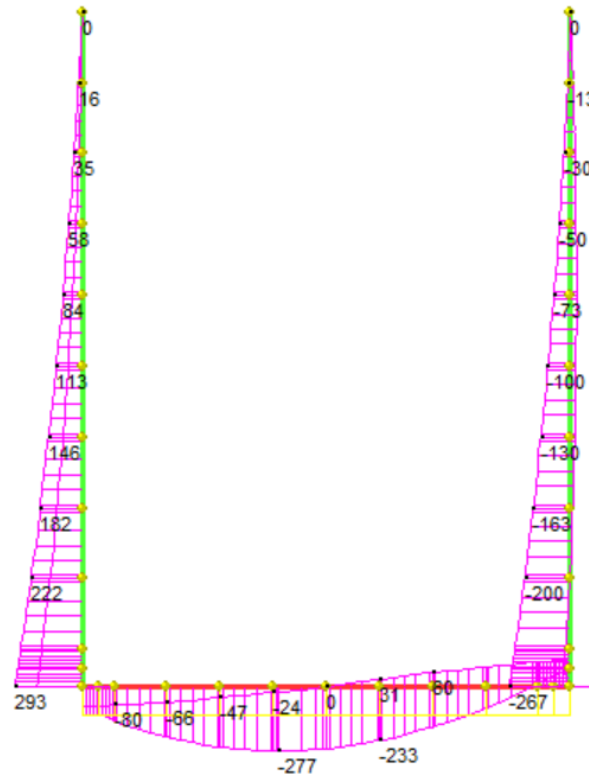


Figura 2 Involuppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	34 di 153

	MIN	MAX
Force(kN)	-126	0
	[Bm:24]	[Bm:34]

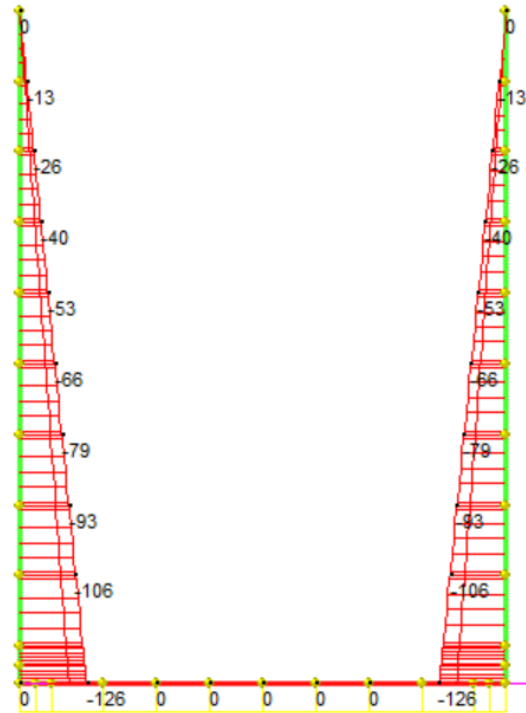


Figura 3 Involuppo SLU/Sisma: sforzo normale

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	35 di 153

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-405	405
	[Bm:13]	[Bm:12]

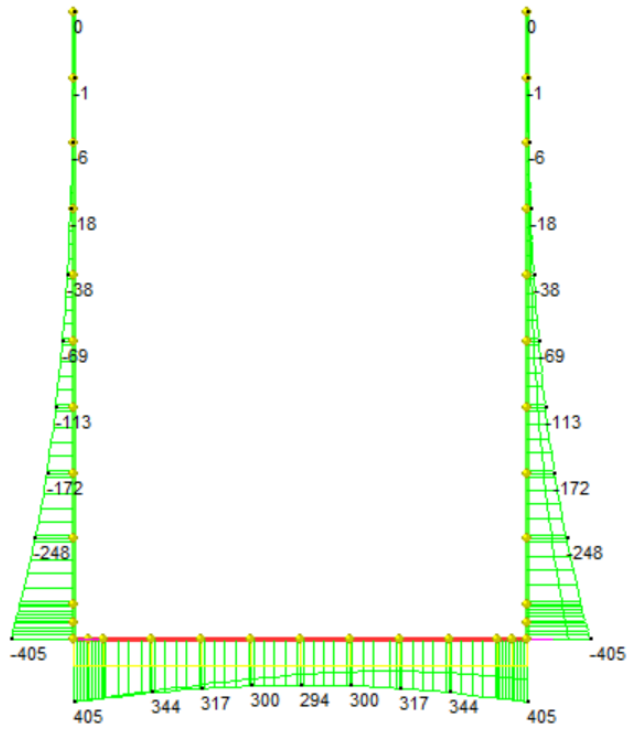


Figura 4 Involuppo SLE: Momenti flettenti

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	36 di 153

	MIN	MAX
SF2(kN)	-183	183
	[Bm:24]	[Bm:13]

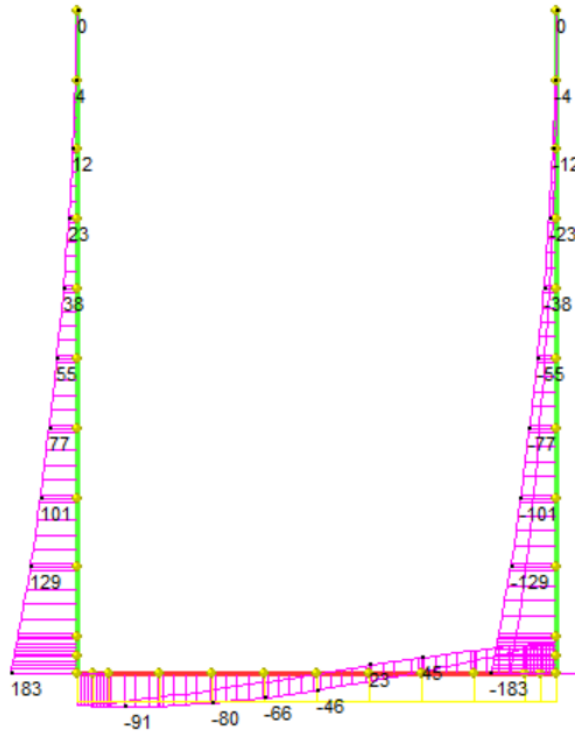


Figura 5 Inviluppo SLE: sollecitazioni taglienti

	MIN	MAX
Force(kN)	-93	0
	[Bm:24]	[Bm:34]

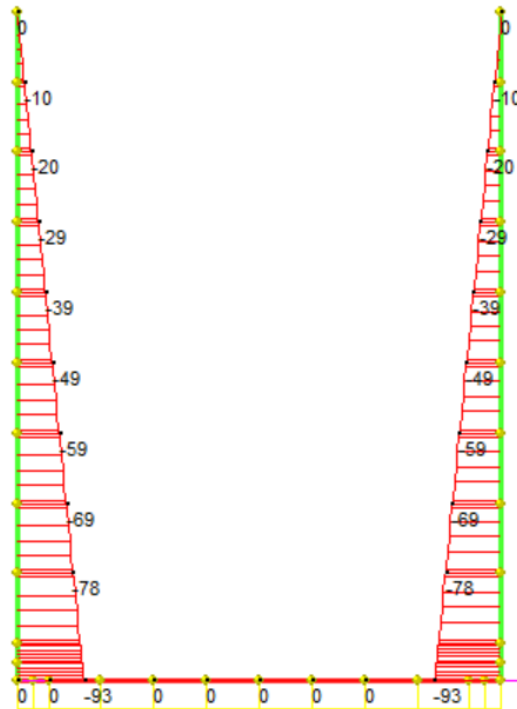


Figura 6 Involuppo SLE: sforzo normale

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico relative a tutte le sezioni di verifica.

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	613	277
SLE RARA	0	300	66
SLE FREQUENTE	0	242	60
SLE QUASI PERM.	0	225	22

FOND_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	743	146
SLE RARA	0	393	90

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	38 di 153

SLE FREQUENTE	0	373	89
SLE QUASI PERM.	0	315	83

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	91	706	280
SLE RARA	91	374	173
SLE FREQUENTE	91	356	167
SLE QUASI PERM.	91	301	149

9.4 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

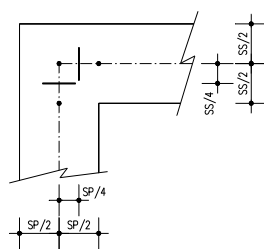
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose (minimo coefficiente di sicurezza), sia per la verifica a flessione sia per la verifica a taglio.

Nelle verifiche della soletta di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

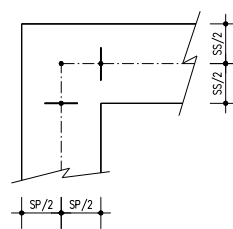
Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Si riporta di seguito l'armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzeria e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio	
		B	H	Lato terra	Lato interno		
PIEDRITTI	MEZZERIA	100	x	60	10Ø26	5Ø26	Φ12/20x40
	PIEDE				10Ø26	5Ø26	Φ12/20x40
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	x	70	10Ø26	5Ø26	Φ12/20x40
	MEZZERIA				10Ø26	5Ø26	Φ12/20x40-

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	40 di 153

Nelle verifiche riportate di seguito sono stati rispettati i minimi di armatura previsti dalle NTC18 riportate al paragrafo 4.1.6.

Facendo riferimento al paragrafo 7.4.6.2.4 delle NTC18, si è rispettato il limite per le pareti di almeno 9 legature ogni metro quadrato.

L'armatura trasversale di ripartizione si pone pari al 25% dell'armatura longitudinale.

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	41 di 153

9.4.1 Soletta di fondazione – sezione di mezzeria

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: FOND_MEZZ

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-41.3	8.7	26
2	-41.3	61.3	26
3	41.3	61.3	26
4	41.3	8.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N° Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	42 di 153

N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	613.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	300.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	242.00 (315.72)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	43 di 153

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	225.00 (315.72)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.6 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	613.00	0.00	0.00	1154.54	0.00	1.88	53.1(10.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.190	-50.0	70.0	0.00089	41.3	61.3	-0.01489	-41.3	8.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000300037	-0.017502574	0.190	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
-----	--

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	44 di 153

Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.08	50.0	70.0	-105.5	-13.8	8.7	1600	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k3 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 e sm - e cm Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 wk Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]
 My fess. Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00065	0	0.500	26.0	74	0.00032 (0.00032)	385	0.122 (0.20)	315.72	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.30	50.0	70.0	-85.1	-41.3	8.7	1600	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00052	0	0.500	26.0	74	0.00026 (0.00026)	385	0.098 (0.20)	315.72	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.06	50.0	70.0	-79.1	-41.3	8.7	1600	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00048	0	0.500	26.0	74	0.00024 (0.00024)	385	0.091 (0.20)	315.72	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	45 di 153

SEZIONE

b_w	=	100	cm		
h	=	70	cm		
c	=	8.7	cm		
d	=	$h-c$	=	61.3	cm

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa

ARMATURE A TAGLIO

\varnothing_{st}	=	12			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	14.137	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	

TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	277	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)
	$\alpha_c =$	1.0000	

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	46 di 153

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 3.84$$

$$\theta = 14.60^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 1171.30 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1171.30 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 1171 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 762.99 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1655.32 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 763 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 305.20 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 2400.22 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 305.20 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

9.4.2 Soletta di fondazione – sezione di incastro

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: FOND_INC

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	70.0
3	50.0	70.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.3	8.7	26
2	-41.3	61.3	26
3	41.3	61.3	26
4	41.3	8.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	48 di 153

N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	743.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	393.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	373.00 (315.72)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	49 di 153

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	315.00 (315.72)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.6 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	743.00	0.00	0.00	1154.54	0.00	1.55	53.1(10.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.190	-50.0	70.0	0.00089	-41.3	61.3	-0.01489	-41.3	8.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000300037	-0.017502574	0.190	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
-----	--

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	50 di 153

Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.35	-50.0	70.0	-138.2	-32.1	8.7	1600	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k3 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 e sm - e cm Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 wk Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]
 My fess. Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00085	0	0.500	26.0	74	0.00041 (0.00041)	385	0.159 (0.20)	315.72	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.08	-50.0	70.0	-131.1	-32.1	8.7	1600	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00080	0	0.500	26.0	74	0.00039 (0.00039)	385	0.151 (0.20)	315.72	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.29	-50.0	70.0	-110.7	-22.9	8.7	1600	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00068	0	0.500	26.0	74	0.00034 (0.00033)	385	0.132 (0.20)	315.72	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	51 di 153

SEZIONE

b_w	=	100	cm		
h	=	70	cm		
c	=	8.7	cm		
d	=	$h-c$	=	61.3	cm

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa

ARMATURE A TAGLIO

\varnothing_{st}	=	12			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	14.137	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	

TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	146	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)
	$\alpha_c =$	1.0000	

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	52 di 153

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 3.84$$

$$\theta = 14.60^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 1171.30 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1171.30 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 1171 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2.5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 762.99 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1655.32 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 763 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 305.20 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 2400.22 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 305.20 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

9.4.3 Piedritti – sezione di incastro inferiore

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: PIEDR_PIEDE

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	60.0
3	50.0	60.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.3	8.7	26
2	-41.3	51.3	26
3	41.3	51.3	26
4	41.3	8.7	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	54 di 153

N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	91.00	706.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	91.00	374.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	91.00	356.00 (257.45)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	55 di 153

N°Comb.	N	Mx	My
1	91.00	301.00 (258.70)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	6.6 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	91.00	706.00	0.00	91.12	973.15	0.00	1.38	53.1(10.7)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.222	-50.0	60.0	0.00082	41.3	51.3	-0.01229	-41.3	8.7

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000307748	-0.014964901	0.222	0.717

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
-----	--

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	56 di 153

Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.98	50.0	60.0	-151.3	-32.1	8.7	1300	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 e1 Esito della verifica
 e2 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 kt = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 k2 = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k3 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k4 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Cf Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 e sm - e cm Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 sr max Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 wk Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 Mx fess. Massima distanza tra le fessure [mm]
 My fess. Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00097	0	0.500	26.0	74	0.00047 (0.00045)	360	0.170 (0.20)	257.13	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.64	50.0	60.0	-143.6	-32.1	8.7	1300	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00092	0	0.500	26.0	74	0.00043 (0.00043)	360	0.157 (0.20)	257.45	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.64	50.0	60.0	-120.2	-41.3	8.7	1300	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00077	0	0.500	26.0	74	0.00041 (0.00036)	360	0.148 (0.20)	258.70	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	57 di 153

SEZIONE

b_w	=	100	cm		
h	=	60	cm		
c	=	8.7	cm		
d	=	$h-c$	=	51.3	cm

MATERIALI

f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa

ARMATURE A TAGLIO

\varnothing_{st}	=	12			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	14.137	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	

TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	280	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)
	$\alpha_c =$	1.0000	

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	58 di 153

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 4.00$$

$$\theta = 14.03^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 1021.77 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1021.77 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 1022 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 638.52 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1497.61 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 639 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 255.41 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 2171.53 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 255.41 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

9.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

9.5.1 Verifica della capacità portante

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC18):

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La pressione limite puo' essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_u N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma} s_q s_c$ i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma} i_q i_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma} b_q b_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma} g_q g_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma} d_q d_c$ i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	60 di 153

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

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

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

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

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

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

$$s_q = 1 + (B/2) \text{tg} \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \text{tg} \beta)^2$$

$$g_c = 1 - \beta^2 / 147^\circ$$

$$b_q = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

$$b_\gamma = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^\circ \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B' c_u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\text{tg}^{\wedge} - 1 D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^{\circ} / 147^{\circ}$$

$$b_c^* = \eta^{\circ} / 147^{\circ}$$

Si sono indicate con:

$q = \gamma^* D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

γ = peso di volume naturale del terreno;

c_u = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni

L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

Si riporta di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

Di seguito l'andamento delle reazioni dei vincoli elastici rappresentanti l'interazione con il terreno e l'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione più gravosa, pari a circa 430kN per una striscia di larghezza unitaria e $430 \times 15.70 = 6751$ kN globalmente per la struttura in esame.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

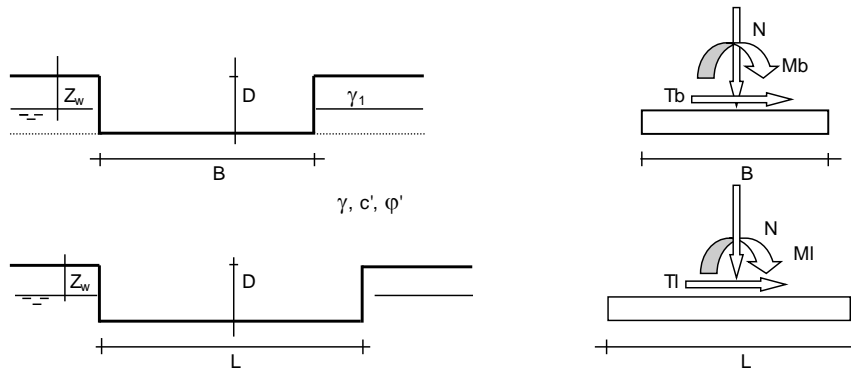
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

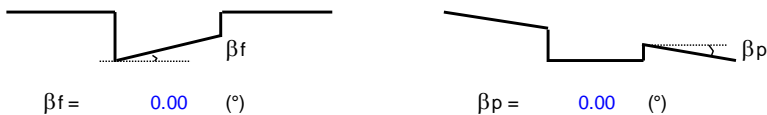
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	X 1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 5.60 (m)
L = 15.70 (m)
D = 6.00 (m)



Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	63 di 153

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	6751.00		6751.00
Mb [kNm]	825.00		825.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	260.00		260.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	260.00	0.00	260.00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 27.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 27.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.12 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 5.36 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 15.70 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 114.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 13.20$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 23.94$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 14.47$$

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	64 di 153

s_c, s_q, s_y : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.19$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \phi' / L^*$$

$$s_q = 1.17$$

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_y = 0.86$$

i_c, i_q, i_y : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25 \quad m = 1.75 \quad (-)$$

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg \phi'))^m$$

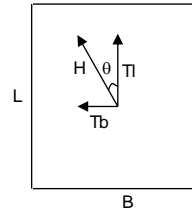
$$i_q = 0.93$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0.93$$

$$i_y = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg \phi'))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0.90$$



d_c, d_q, d_y : fattori di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1.26$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$d_c = 1.28$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1.00$$

b_c, b_q, b_y : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1.00$$

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	65 di 153

g_c, g_q, g_r : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_r = g_q$$

$$g_r = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 2341.47 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 80.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1018.03 \geq q = 80.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 260.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\phi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 3439.81 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 3127.1 \geq H_d = 260.00 \quad (\text{kN})$$

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

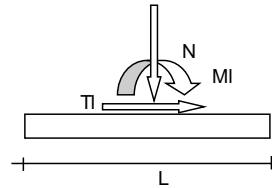
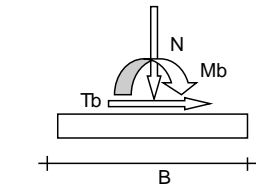
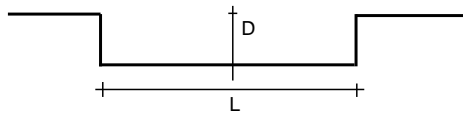
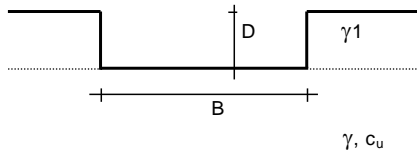
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

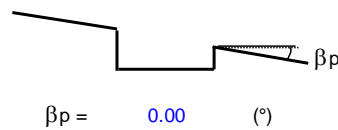
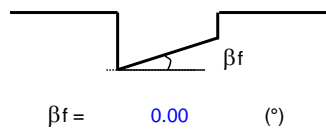
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno	resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	X 1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 5.60 (m)
L = 15.70 (m)
D = 6.00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	6751.00		6751.00
Mb [kNm]	825.00		825.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	260.00		260.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	260.00	0.00	260.00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.12 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 70.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 5.36 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 15.70 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 114.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 19.00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.07$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.75$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.25$$

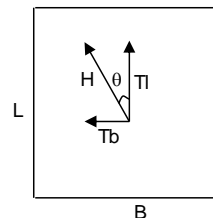
$$\theta = \arctg(T_b/TI) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.75$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.98$$



Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	68 di 153

d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.34$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 620.10 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 80.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 269.61 \geq q = 80.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 260.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 5885.80 \quad (\text{kN})$$

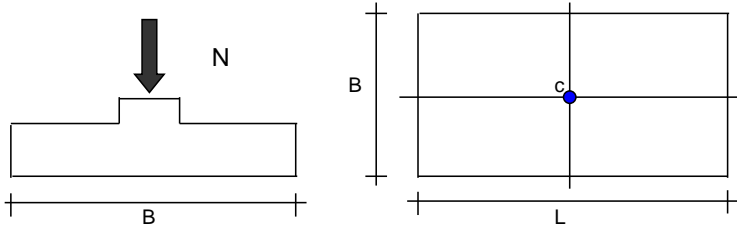
Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 5350.72 \geq H_d = 260.00 \quad (\text{kN})$$

9.5.2 Valutazione dei cedimenti

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \sum \delta_i = \sum (((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 5.60 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 15.70 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 2905 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 33.04 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 2 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	WRA1	4.50	0.0	4.5	1.0	35000	0.25	0.23
2	RS2	15.00	4.5	19.5	1.0	60000	0.25	0.18
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 0.41 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a **0.41cm**.

Di seguito si forniscono le tabelle di sintesi del calcolo effettuato.

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	70 di 153

z	Δz_i	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	ν	δ_i	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)
0.00	1.0	1							35000	0.25		
1.00	1.0	1	7.87	2.84	8.35	29.27	24.95	21.98	35000	0.25	0.05	0.05
2.00	1.0	1	7.99	3.18	8.47	24.40	3.43	1.72	35000	0.25	0.07	0.12
3.00	1.0	1	8.24	3.75	8.70	21.22	1.97	0.10	35000	0.25	0.06	0.18
4.00	1.0	1	8.59	4.48	9.04	18.36	1.15	-0.47	35000	0.25	0.05	0.23
5.00	1.0	2	9.05	5.30	9.47	15.81	0.66	-0.63	60000	0.25	0.03	0.25
6.00	1.0	2	9.59	6.17	9.99	13.61	0.35	-0.63	60000	0.25	0.02	0.28
7.00	1.0	2	10.19	7.08	10.57	11.75	0.15	-0.58	60000	0.25	0.02	0.30
8.00	1.0	2	10.86	8.01	11.21	10.18	0.03	-0.52	60000	0.25	0.02	0.31
9.00	1.0	2	11.57	8.95	11.90	8.86	-0.05	-0.46	60000	0.25	0.01	0.33
10.00	1.0	2	12.32	9.90	12.64	7.75	-0.09	-0.41	60000	0.25	0.01	0.34
11.00	1.0	2	13.11	10.87	13.41	6.81	-0.12	-0.36	60000	0.25	0.01	0.35
12.00	1.0	2	13.92	11.84	14.20	6.02	-0.13	-0.31	60000	0.25	0.01	0.36
13.00	1.0	2	14.76	12.81	15.02	5.34	-0.13	-0.28	60000	0.25	0.01	0.37
14.00	1.0	2	15.62	13.79	15.87	4.76	-0.13	-0.25	60000	0.25	0.01	0.38
15.00	1.0	2	16.49	14.77	16.72	4.26	-0.13	-0.22	60000	0.25	0.01	0.39
16.00	1.0	2	17.37	15.75	17.60	3.84	-0.13	-0.20	60000	0.25	0.01	0.39
17.00	1.0	2	18.27	16.74	18.49	3.47	-0.12	-0.18	60000	0.25	0.01	0.40
18.00	1.0	2	19.18	17.72	19.38	3.14	-0.11	-0.16	60000	0.25	0.01	0.41
19.00	1.0	2	20.10	18.71	20.29	2.86	-0.11	-0.15	60000	0.25	0.00	0.41

10. MURO AD U TIPO2

10.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia del muro ad U avente lunghezza 1.00m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione in retto.

Larghezza totale del muro ad U	Ltot =	5.20m
Larghezza utile del muro ad U	Lint =	4.00m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	Lmsx =	0.20m
Larghezza mensola di fondazione destra	Lmdx =	0.20m
Spessore piedritti	Sp =	0.40m
Spessore ritto centrale	Spc =	0.00m
Spessore della soletta di fondazione	Sf =	0.50m
Altezza libera del muro ad U	Hint =	3.90m
Altezza totale del muro ad U	Htot =	4.40m
Quota falda da intradosso fondazione	Hw =	0.00m
Larghezza striscia di calcolo	b =	1.00m

10.2 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per il calcestruzzo armato si assume il seguente peso specifico:

calcestruzzo armato: $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$.

10.2.1 Condizioni di carico

10.2.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio della soletta e dei piedritti risulta:

Peso soletta di fondazione $P_{si} = 25.00 \times 0.50 = 12.50 \text{ kN/m}$

Peso piedritti $P_p = 25.00 \times 0.40 = 10.00 \text{ kN/m}$

Peso setto centrale $P_{sc} = 25.00 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

10.2.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Sulla soletta di fondazione sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura stradale:

Spessore medio sovrastruttura stradale 0.30 m

Peso specifico sovrastruttura stradale 20 kN/m^3

Peso sovrastruttura stradale 6.00 kN/m

10.2.1.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$K_0 = 0.384$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$P = (P_b + h_{variabile} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$

al di sopra della falda

$P = [P_b + h_{variabile} \cdot (\gamma_{\text{terreno_piedritto}} - \gamma_w)] \cdot K_0$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione in asse soletta inferiore $P_1 = 30.49 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_2 = 32.41 \text{ kN/m}$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di fondazione.

Spinta semispessore soletta di fondazione PH.t.fond = 7.86 Kn

10.2.1.4 Azioni della falda (SPTW)

La falda è posizionata al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame. I valori delle spinte agenti sui piedritti, sono stati calcolati come:

$$P = z \times \gamma w$$

per cui risulta:

Pressione in asse soletta di fondazione Pw1 = 0.00 kN/m

Pressione intradosso soletta di fondazione Pw2 = 0.00 kN/m

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione e dei piedritti, i seguenti contributi:

Spinta semispessore soletta di fondazione Pwf = 0.00 kN

Sottopinta semispessore piedritti Pwp = 0.00 KN

10.2.1.5 Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (SPACCDX e SPACCDX)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$Pqacc = k0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

In condizioni statiche, tale sovraccarico è assunto pari a 20 kN/m².

Per le pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si considera un sovraccarico ridotto, pari a 10 kN/m², rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici adottati nelle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria che possono transitare sulla scarpata del rilevato.

Nel caso in esame risulta:

$$P_{qacc} = 0.384 \times 10.00 = 3.84 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

10.2.1.6 Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione, si applica un carico uniformemente distribuito pari a 20 kPa.

10.2.1.7 Azioni sismiche

Forze di inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_2 \sum Q_{kj}$$

Si ha:

$$\text{Massa associata al peso proprio piedritti} \quad G_1 = 10.00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Massa associata al peso del setto centrale} \quad G_2 = 0.00 \text{ kN/m}$$

10.2.1.7.1 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F_h = k_h G_p = 1.62 \quad \text{kN/m}$$

10.2.1.7.2 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta sE = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 62.73 \quad \text{kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta sE = \Delta sE / H = 14.26 \quad \text{kN/m}^2$$

10.2.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 7 Combinazioni di carico SLU (01-05)

	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1
SPTSX	1.35	1.35	1	1.35	1.35
SPTDX	1.35	1	1	1.35	1.35
SPTW	1	1.35	1	1.35	1.35
SPACCSX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPACCDX	0	0	1.5	1.5	1.5
ACC_SOLINF	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SISMA_H	0	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0

Tabella 8 Combinazioni di carico SLV (01-02)

	SLV01	SLV02
PP	1	1
PERM	1	1
SPTSX	1	1
SPTDX	1	1
SPTW	1	1
SPACCSX	0.2	0.2
SPACCDX	0.2	0.2
ACC_SOLINF	0.2	0.2
SISMA_H	1	1
SPSSX	1	1
SPSDX	1	-1

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	78 di 153

Tabella 9 Combinazioni di carico SLE

	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_FREQ01	SLE_QPERM01
PP	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	1	0.8	0.8	1
SPTW	1	1	1	1
SPACCSX	1	1	0.75	0
SPACCDX	1	0	0	0
ACC_SOLINF	1	1	0.75	0
SISMA_H	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	79 di 153

10.3 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica.

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN–m.

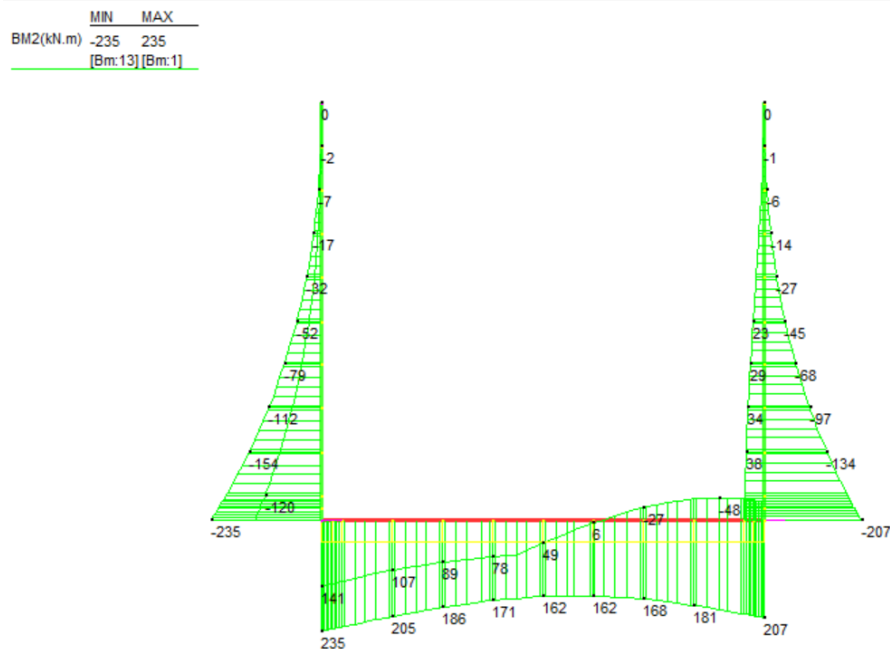


Figura 7 Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	80 di 153

	MIN	MAX
SF2(kN)	-121	135
	[Bm:24]	[Bm:13]

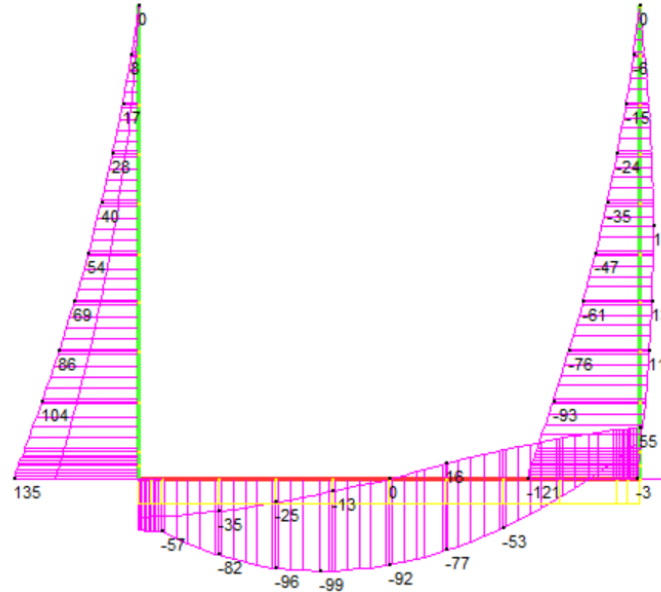


Figura 8 Inviluppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

	MIN	MAX
Force(kN)	-55	0
	[Bm:24]	[Bm:34]

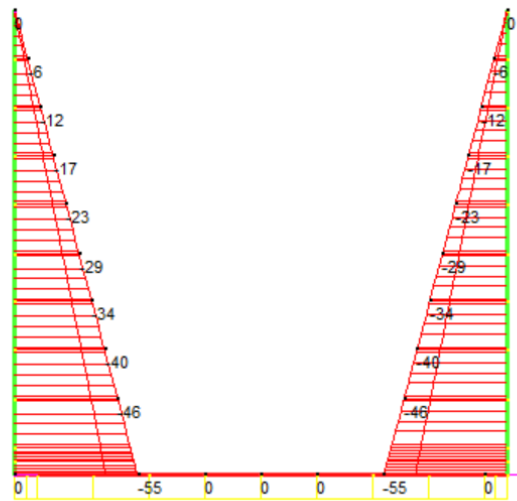


Figura 9 Inviluppo SLU/Sisma: sforzo normale

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	81 di 153

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-124	124
	[Bm.13]	[Bm.1]

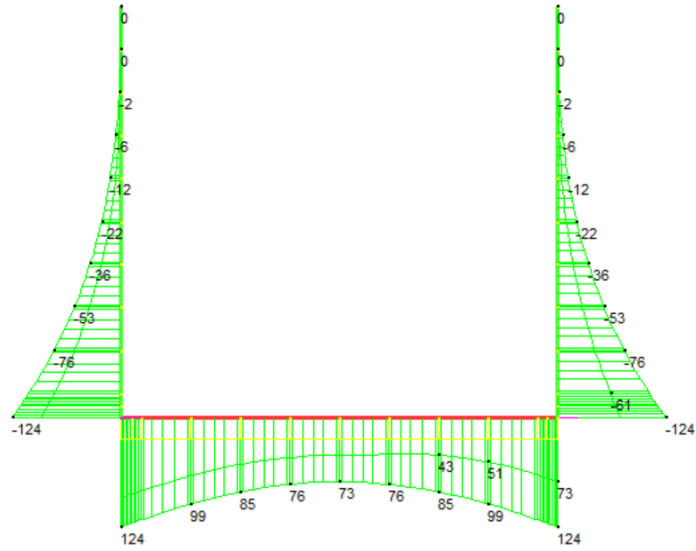


Figura 10 Involuppo SLE: Momenti flettenti

	MIN	MAX
SF2(kN)	-81	81
	[Bm.24]	[Bm.13]

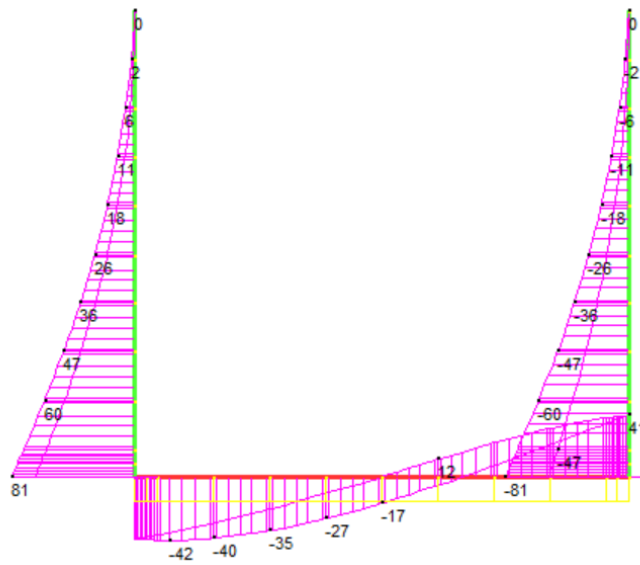


Figura 11 Involuppo SLE: sollecitazioni taglianti

	MIN	MAX
Force(kN)	-41	0
	[Bm:24]	[Bm:34]

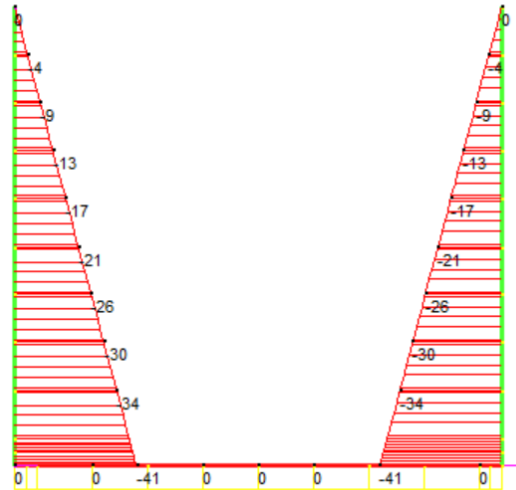


Figura 12 Involuppo SLE: sforzo normale

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico relative a tutte le sezioni di verifica.

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	171	99
SLE RARA	0	76	-
SLE FREQUENTE	0	55	-
SLE QUASI PERM.	0	45	-

FOND_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	231	116
SLE RARA	0	120	-
SLE FREQUENTE	0	112	-

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	83 di 153

SLE QUASI PERM.	0	87	-
--------------------	---	----	---

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	39	219	129
SLE RARA	39	114	-
SLE FREQUENTE	39	107	-
SLE QUASI PERM.	39	83	-

10.4 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

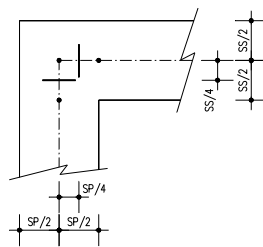
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose (minimo coefficiente di sicurezza), sia per la verifica a flessione sia per la verifica a taglio.

Nelle verifiche della soletta di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

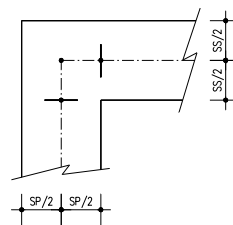
Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Si riporta di seguito l'armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzeria e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio
		B	H	Lato terra	Lato interno	
PIEDRITTI	MEZZERIA	100	x 40	10Ø16	5Ø16	Φ10/20x40
	PIEDE			10Ø16	5Ø16	Φ10/20x40
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	x 50	10Ø16	5Ø16	Φ10/20x40
	MEZZERIA			10Ø16	5Ø16	—

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	85 di 153

Nelle verifiche riportate di seguito sono stati rispettati i minimi di armatura previsti dalle NTC18 riportate al paragrafo 4.1.6.

Facendo riferimento al paragrafo 7.4.6.2.4 delle NTC18, si è rispettato il limite per le pareti di almeno 9 legature ogni metro quadrato.

L'armatura trasversale di ripartizione si pone pari al 25% dell'armatura longitudinale.

10.4.1 Soletta di fondazione – sezione di mezzeria

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: FOND_MEZZ

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.6	7.4	16
2	-42.6	42.6	16
3	42.6	42.6	16
4	42.6	7.4	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	87 di 153

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	16
2	2	3	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	171.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	76.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	55.00 (139.66)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	88 di 153

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	45.00 (139.66)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	171.00	0.00	0.00	318.80	0.00	1.86	30.2(7.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.152	-50.0	50.0	-0.00051	42.6	42.6	-0.01959	-42.6	7.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000542061	-0.023603068	0.152	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	89 di 153

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.84	-50.0	50.0	-99.3	-33.1	7.4	1250	20.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00062	0	0.500	16.0	66	0.00030 (0.00030)	394	0.117 (0.20)	139.66	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.06	-50.0	50.0	-71.9	-42.6	7.4	1250	20.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00045	0	0.500	16.0	66	0.00022 (0.00022)	394	0.085 (0.20)	139.66	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.68	-50.0	50.0	-58.8	-33.1	7.4	1250	20.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00037	0	0.500	16.0	66	0.00018 (0.00018)	394	0.069 (0.20)	139.66	0.00

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	90 di 153

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE					
b _w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	7.4	cm		
d	=	h-c	=	42.6	cm
MATERIALI					
f _{ywd}	=	391.30	MPa		
R _{ck}	=	37	MPa		
γ _c	=	1.5			
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	=	30.71	MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	=	17.40	MPa
ARMATURE LONGITUDINALI					
∅ _l	=	16			
Numero	=	10			
A _{stl}	=	20.106	cm ²		
TAGLIO AGENTE		V _{Ed} =	99	(KN)	
SFORZO NORMALE		N _{Ed} =	0	(KN)	
		α _c =	1.0000		

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.69		$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	
v _{min}	=	0.424		$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
ρ _l	=	0.0047			
α _{cp=Ned/Ac=}	=	0.0000	(Mpa)		
V_{Rd1}	=	210.04	(KN)		
V_{Rd2}	=	180.76	(KN)		
		V_{Rd=}	210.04	(KN)	

10.4.2 Soletta di fondazione – sezione di incastro

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: FOND_INC

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.6	7.4	16
2	-42.6	42.6	16
3	42.6	42.6	16
4	42.6	7.4	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	92 di 153

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	16
2	2	3	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	231.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	120.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	112.00 (139.66)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	93 di 153

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	87.00 (139.66)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	231.00	0.00	0.00	318.80	0.00	1.38	30.2(7.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.152	-50.0	50.0	-0.00051	42.6	42.6	-0.01959	-42.6	7.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000542061	-0.023603068	0.152	0.700

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	94 di 153

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.49	-50.0	50.0	-156.8	-42.6	7.4	1250	20.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00098	0	0.500	16.0	66	0.00047 (0.00047)	394	0.185 (0.20)	139.66	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.19	-50.0	50.0	-146.4	-42.6	7.4	1250	20.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00091	0	0.500	16.0	66	0.00044 (0.00044)	394	0.173 (0.20)	139.66	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.25	-50.0	50.0	-113.7	-23.7	7.4	1250	20.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	95 di 153

1 S -0.00071 0 0.500 16.0 66 0.00034 (0.00034) 394 0.134 (0.20) 139.66 0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	50	cm		
c	=	7.4	cm		
d	=	$h-c$	=	42.6	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	9.817	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	116	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	96 di 153

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 4.65$$

$$\theta = 12.13^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 685.32 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 685.32 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 685 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 368.22 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1150.35 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 368 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 147.29 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1668.01 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 147.29 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

10.4.3 Piedritti – sezione di incastro inferiore

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: PIEDR_PIEDE

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-42.6	7.4	16
2	-42.6	32.6	16
3	42.6	32.6	16
4	42.6	7.4	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	98 di 153

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	16
2	2	3	3	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	39.00	219.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	39.00	114.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	39.00	107.00 (98.04)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	99 di 153

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	39.00	83.00 (98.73)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	39.00	219.00	0.00	39.20	248.91	0.00	1.14	30.2(7.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.192	-50.0	40.0	-0.00063	42.6	32.6	-0.01470	-42.6	7.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000558302	-0.018832100	0.192	0.700

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	100 di 153

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.72	-50.0	40.0	-188.1	-42.6	7.4	950	20.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_sm - e_cm) / [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]$. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00127	0	0.500	16.0	66	0.00056 (0.00056)	353	0.199 (0.20)	97.90	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.31	-50.0	40.0	-175.9	-42.6	7.4	950	20.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00119	0	0.500	16.0	66	0.00053 (0.00053)	353	0.186 (0.20)	98.04	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.90	-50.0	40.0	-134.3	-23.7	7.4	950	20.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	101 di 153

1 S -0.00091 0 0.500 16.0 66 0.00040 (0.00040) 353 0.142 (0.20) 98.73 0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	40	cm		
c	=	7.4	cm		
d	=	$h-c$	=	32.6	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	9.817	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	129	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	102 di 153

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 4.85$$

$$\theta = 11.66^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 546.24 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 546.24 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 546 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 281.78 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 951.70 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 282 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 112.71 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1379.96 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 112.71 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

10.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

10.5.1 Verifica della capacità portante

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC18):

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La pressione limite puo' essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_u N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma} s_q s_c$ i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma} i_q i_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma} b_q b_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma} g_q g_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma} d_q d_c$ i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\pi * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

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

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

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

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

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

$$s_q = 1 + (B / 2) \text{tg} \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \text{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^2 / 147^\circ$$

$$b_q = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

$$b_\gamma = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^\circ \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B' c_u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\text{tg}^{\wedge} - 1 D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^{\circ} / 147^{\circ}$$

$$b_c^* = \eta^{\circ} / 147^{\circ}$$

Si sono indicate con:

$q = \gamma^* D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

γ = peso di volume naturale del terreno;

c_u = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni

L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

Si riporta di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

Di seguito l'andamento delle reazioni dei vincoli elastici rappresentanti l'interazione con il terreno e l'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione più gravosa, pari a circa 354kN per una striscia di larghezza unitaria e 354x12=4248 kN globalmente per la struttura in esame.

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

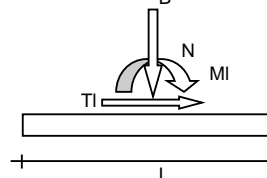
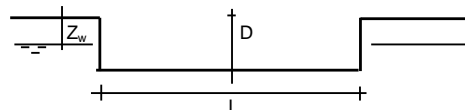
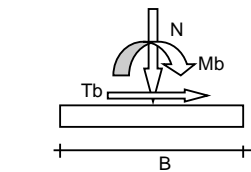
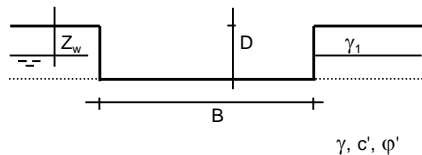
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

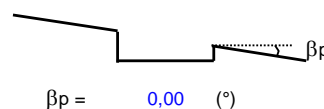
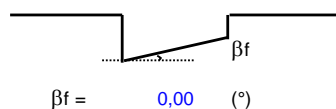
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
SISMA	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Definiti dal Progettista	X	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5,20 (m)
L = 12,00 (m)
D = 4,40 (m)



Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	107 di 153

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	4248,00		4248,00
Mb [kNm]	274,00		274,00
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	132,00		132,00
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	132,00	0,00	132,00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 34,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 34,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6,00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0,06 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 5,07 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 12,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 83,60 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 12,08 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 29,44$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 42,16$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 41,06$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L^* \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,30$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,29$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,83$$

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	108 di 153

i_c, i_q, i_γ : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,70 \quad \theta = \arctg(Tb/Tl) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,30 \quad m = 1,70 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta) \text{ in tutti gli altri casi})$$

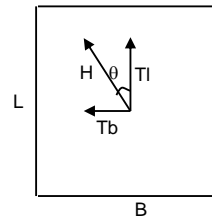
$$i_q = 0,95$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(Nq - 1)$$

$$i_c = 0,95$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^* c' \cotg\varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,92$$



d_c, d_q, d_γ : **fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi')^2) * \arctan(D / B^*)$$

$$d_q = 1,23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1,24$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : **fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_r \tan\varphi')^2 \quad \beta_r + \beta_p = 0,00 \quad \beta_r + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	109 di 153

g_c, g_q, g_r : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan(\varphi'))$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_r = g_q$$

$$g_r = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 4638,27 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 69,81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 2016,64 \geq q = 69,81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 132,00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 2865,31 \quad (\text{kN})$$

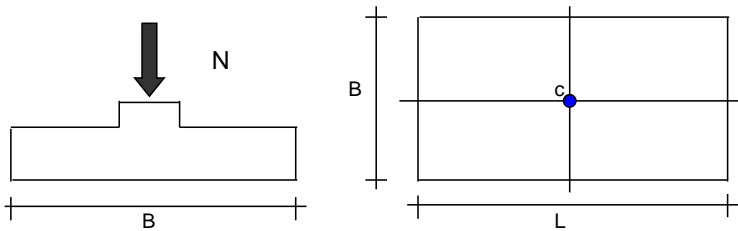
Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 2604,83 \geq H_d = 132,00 \quad (\text{kN})$$

10.5.2 Valutazione dei cedimenti

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i)$$

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	111 di 153

INPUT:

B = 5.20 (m) (Larghezza della Fondazione)

L = 12.00 (m) (Lunghezza della Fondazione)

N = 2736 (kN) (Carico Verticale Agente)

q = 43.85 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))

ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δc _i
(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
WRS1	1.00	0.0	1.0	1.0	35000	0.25	0.07
WRA1	5.50	1.0	6.5	1.0	35000	0.25	0.33
RS2	5.00	6.5	11.5	1.0	####	0.25	0.09
		0.0	0.0	1.0			-
		0.0	0.0	1.0			-
		0.0	0.0	1.0			-

$$\delta_{ctot} = 0.49 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a **0.49cm**.

Di seguito si forniscono le tabelle di sintesi del calcolo effettuato.

z	Δz _i	Terreno	R1	R2	R3	Δσz _i	Δσx _i	Δσy _i	E	ν	δ _i	Σδ _i
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)

0,00	1,0	1							35000	0,25		
1,00	1,0	1	6,02	2,65	6,56	38,39	31,82	28,00	35000	0,25	0,07	0,07
2,00	1,0	2	6,18	3,00	6,71	31,76	3,96	1,90	35000	0,25	0,09	0,15
3,00	1,0	2	6,50	3,61	7,00	27,34	2,01	-0,06	35000	0,25	0,08	0,23
4,00	1,0	2	6,95	4,36	7,42	23,22	0,97	-0,67	35000	0,25	0,07	0,30
5,00	1,0	2	7,50	5,20	7,94	19,53	0,40	-0,78	35000	0,25	0,06	0,35
6,00	1,0	2	8,14	6,08	8,54	16,40	0,09	-0,75	35000	0,25	0,05	0,40
7,00	1,0	3	8,85	7,00	9,22	13,80	-0,08	-0,66	60000	0,25	0,02	0,42
8,00	1,0	3	9,60	7,94	9,95	11,67	-0,16	-0,58	60000	0,25	0,02	0,44
9,00	1,0	3	10,40	8,89	10,72	9,94	-0,20	-0,50	60000	0,25	0,02	0,46
10,00	1,0	3	11,24	9,85	11,53	8,52	-0,21	-0,43	60000	0,25	0,01	0,47
11,00	1,0	3	12,09	10,82	12,37	7,36	-0,21	-0,37	60000	0,25	0,01	0,49

11. MURO AD U TIPO3

11.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nel seguito sarà esaminata una striscia del muro ad U avente lunghezza 1.00m. Si riportano di seguito le dimensioni geometriche della sezione in retto.

Larghezza totale del muro ad U	Ltot =	5.00m
Larghezza utile del muro ad U	Lint =	4.00m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	Lmsx =	0.20m
Larghezza mensola di fondazione destra	Lmdx =	0.20m
Spessore piedritti	Sp =	0.30m
Spessore ritto centrale	Spc =	0.00m
Spessore della soletta di fondazione	Sf =	0.40m
Altezza libera del muro ad U	Hint =	2.00m
Altezza totale del muro ad U	Htot =	2.40m
Quota falda da intradosso fondazione	Hw =	0.00m
Larghezza striscia di calcolo	b =	1.00m

11.2 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per il calcestruzzo armato si assume il seguente peso specifico:

$$\text{calcestruzzo armato:} \quad \gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3.$$

11.2.1 Condizioni di carico

11.2.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

Il peso proprio della soletta e dei piedritti risulta:

Peso soletta di fondazione $P_{si} = 25.00 \times 0.40 = 10.00 \text{ kN/m}$

Peso piedritti $P_p = 25.00 \times 0.30 = 7.50 \text{ kN/m}$

Peso setto centrale $P_{sc} = 25.00 \times 0.00 = 0.00 \text{ kN/m}$

11.2.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

Sulla soletta di fondazione sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura stradale:

Spessore medio sovrastruttura stradale 0.30 m

Peso specifico sovrastruttura stradale 20 kN/m^3

Peso sovrastruttura stradale 6.00 kN/m

11.2.1.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$K_0 = 0.384$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$P = (P_b + h_{variabile} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$

al di sopra della falda

$P = [P_b + h_{variabile} \cdot (\gamma_{\text{terreno_piedritto}} - \gamma_w)] \cdot K_0$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione in asse soletta inferiore $P_1 = 16.74 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_2 = 18.28 \text{ kN/m}$

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione, i contributi delle spinte del terreno esercitate su metà spessore delle soletta di fondazione.

Spinta semispessore soletta di fondazione PH.t.fond = 3.50 kN

11.2.1.4 Azioni della falda (SPTW)

La falda è posizonata al di sotto del piano di posa della fondazione e non interagisce con l'opera in esame. I valori delle spinte agenti sui piedritti, sono stati calcolati come:

$$P = z \times \gamma w$$

per cui risulta:

Pressione in asse soletta di fondazione Pw1 = 0.00 kN/m

Pressione intradosso soletta di fondazione Pw2 = 0.00 kN/m

Inoltre sono stati considerati, come carichi concentrati nei nodi della fondazione e dei piedritti, i seguenti contributi:

Spinta semispessore soletta di fondazione Pwf = 0.00 kN

Sottopinta semispessore piedritti Pwp = 0.00 kN

11.2.1.5 Sovraccarico accidentale in condizioni statiche e sismiche (SPACCDX e SPACCDX)

La spinta orizzontale dovuta al sovraccarico accidentale è calcolata come

$$Pqacc = k0 \times q$$

con q sovraccarico accidentale.

In condizioni statiche, tale sovraccarico è assunto pari a 20 kN/m².

Per le pareti a sostegno delle scarpate dei rilevati, si considera un sovraccarico ridotto, pari a 10 kN/m², rappresentativo degli eventuali mezzi meccanici adottati nelle operazioni di manutenzione ordinaria e straordinaria che possono transitare sulla scarpata del rilevato.

Nel caso in esame risulta:

$$P_{qacc} = 0.384 \times 10.00 = 3.84 \text{ kN/m}^2$$

Il sovraccarico accidentale in condizioni sismiche è assunto nullo.

11.2.1.6 Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione, si applica un carico uniformemente distribuito pari a 20 kPa.

11.2.1.7 Azioni sismiche

Forze di inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

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

$$G_1 + G_2 + \psi_2 \sum Q_{kj}$$

Si ha:

$$\text{Massa associata al peso proprio piedritti} \quad G_1 = 7.50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Massa associata al peso del setto centrale} \quad G_2 = 0.00 \text{ kN/m}$$

11.2.1.7.1 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F_h = k_h G_p = 1.22 \quad \text{kN/m}$$

11.2.1.7.2 Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta SE = (a_{max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 18.66 \quad \text{kN/m}$$

con risultante applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta sE = \Delta SE / H = 7.78 \quad \text{kN/m}^2$$

11.2.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC18 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 17/01/2018)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	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) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.

Tabella 10 Combinazioni di carico SLU (01-05)

	SLU01	SLU02	SLU03	SLU04	SLU05
PP	1.35	1.35	1.35	1.35	1
PERM	1.5	1.5	1.5	1.5	1
SPTSX	1.35	1.35	1	1.35	1.35
SPTDX	1.35	1	1	1.35	1.35
SPTW	1	1.35	1	1.35	1.35
SPACCSX	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPACCDX	0	0	1.5	1.5	1.5
ACC_SOLINF	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SISMA_H	0	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0	0

Tabella 11 Combinazioni di carico SLV (01-02)

	SLV01	SLV02
PP	1	1
PERM	1	1
SPTSX	1	1
SPTDX	1	1
SPTW	1	1
SPACCSX	0.2	0.2
SPACCDX	0.2	0.2
ACC_SOLINF	0.2	0.2
SISMA_H	1	1
SPSSX	1	1
SPSDX	1	-1

Tabella 12 Combinazioni di carico SLE

	SLE_RARA01	SLE_RARA02	SLE_FREQ01	SLE_QPERM01
PP	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1
SPTDX	1	0.8	0.8	1
SPTW	1	1	1	1
SPACCSX	1	1	0.75	0
SPACCDX	1	0	0	0
ACC_SOLINF	1	1	0.75	0
SISMA_H	0	0	0	0
SPSSX	0	0	0	0
SPSDX	0	0	0	0

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	120 di 153

11.3 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Nelle seguenti tabelle sono riportati i valori massimi delle caratteristiche delle sollecitazioni ricavati per le sezioni oggetto di verifica.

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti dello stato limite ultimo. Le unità di misura adottate nei diagrammi seguenti sono kN-m.

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-37	37
	[Bm:13]	[Bm:1]

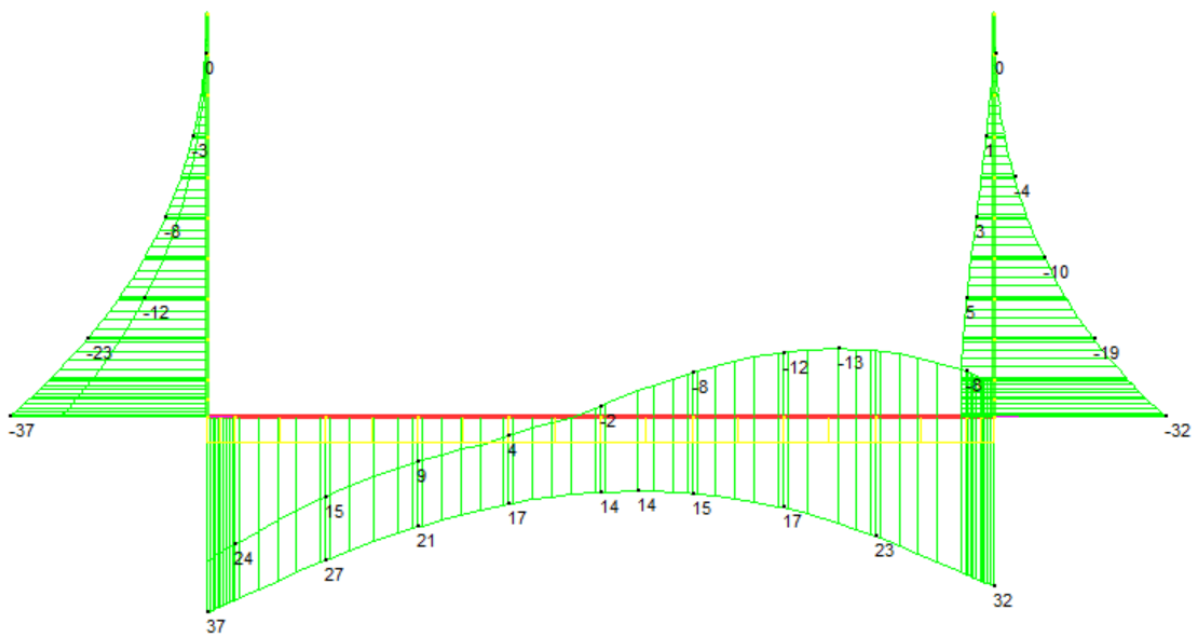


Figura 13 Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	121 di 153

	MIN	MAX
SF2(kN)	-38	40
	[Bm:24]	[Bm:13]

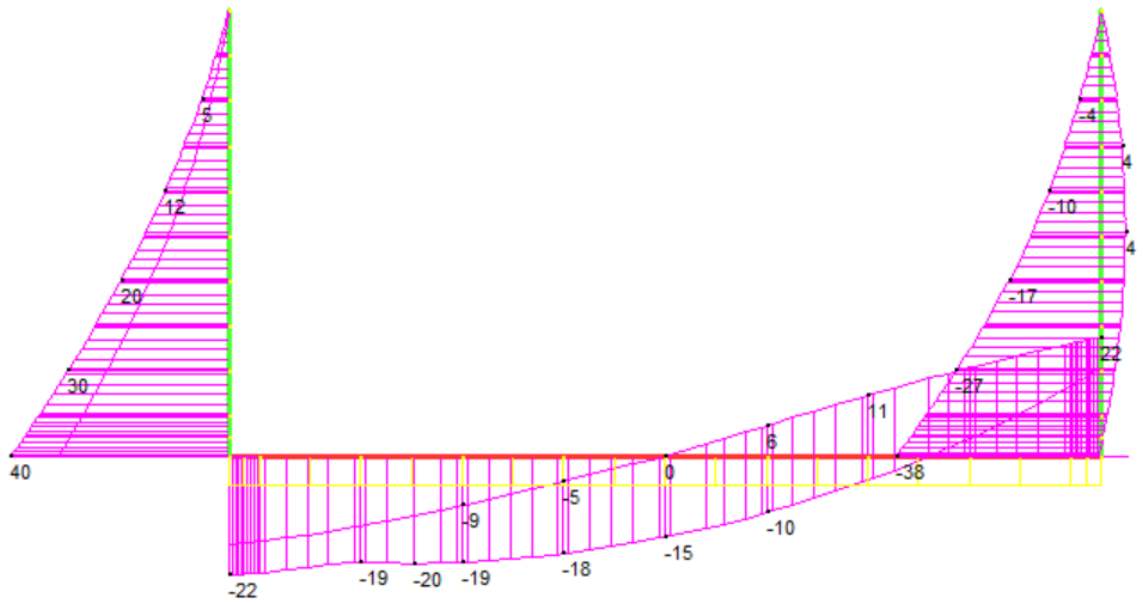


Figura 14 Involuppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

	MIN	MAX
Force(kN)	-22	0
	[Bm:13][Bm:1]	

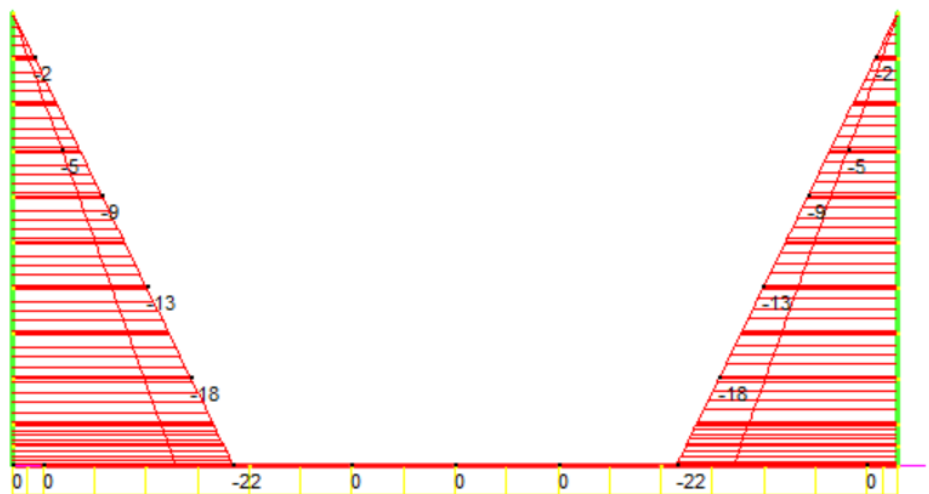


Figura 15 Involuppo SLU/Sisma: sforzo normale

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	122 di 153

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-23	23
	[Bm:13]	[Bm:1]

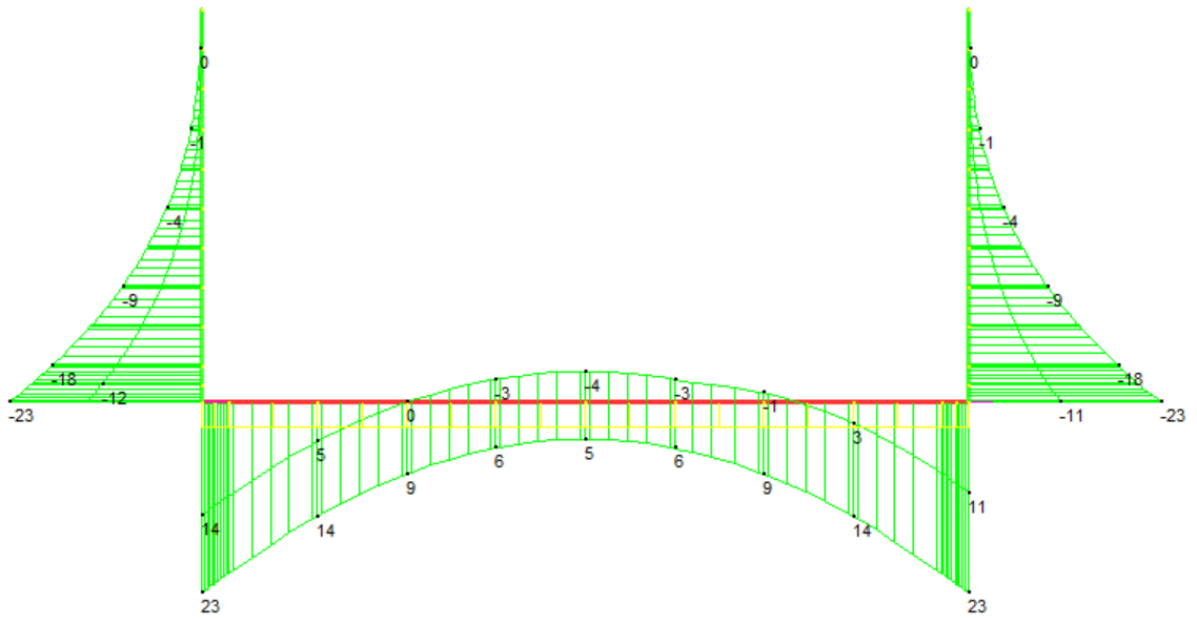


Figura 16 Inviluppo SLE: Momenti flettenti

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	123 di 153

	MIN	MAX
SF2(kN)	-27	27
	[Bm:24]	[Bm:13]

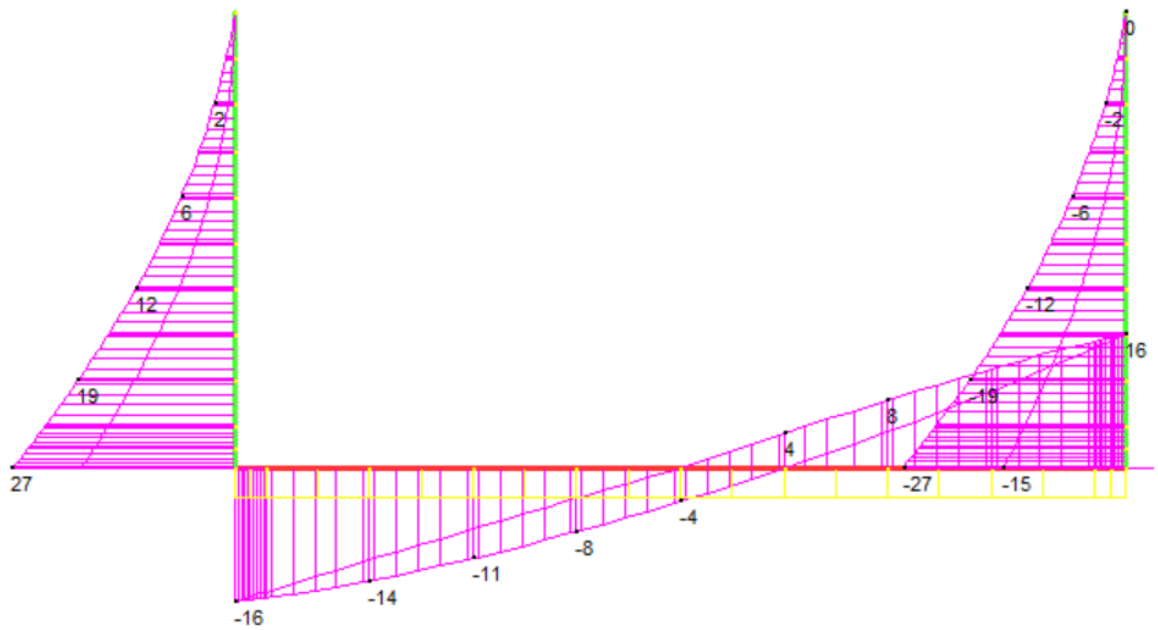


Figura 17 Involuppo SLE: sollecitazioni taglianti

	MIN	MAX
Force(kN)	-16	0
	[Bm:13]	[Bm:1]

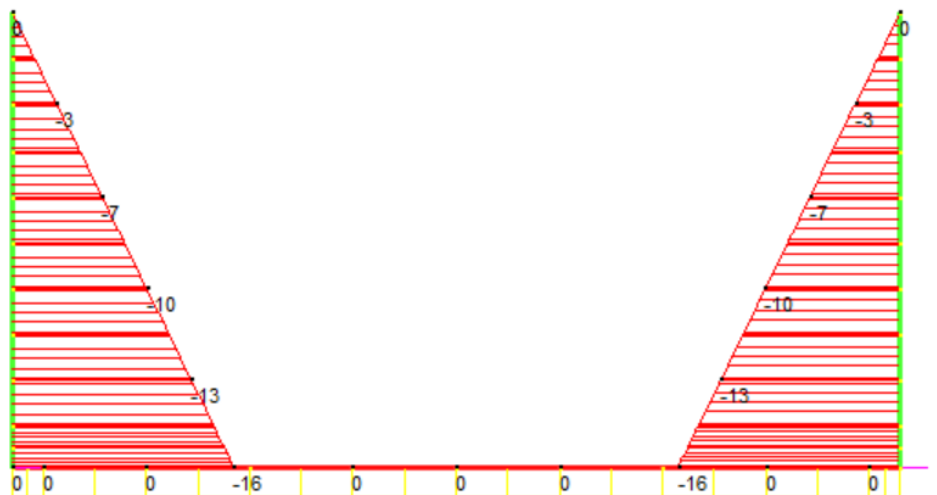


Figura 18 Inviluppo SLE: sforzo normale

Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni per tutte le combinazioni di carico relative a tutte le sezioni di verifica.

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	17	18
SLE RARA	0	6	-
SLE FREQUENTE	0	2	-
SLE QUASI PERM.	0	4	-

FOND_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	36	22
SLE RARA	0	22	-
SLE FREQUENTE	0	19	-
SLE QUASI PERM.	0	13	-

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	15	33	37
SLE RARA	15	20	-
SLE FREQUENTE	15	18	-
SLE QUASI PERM.	15	12	-

11.4 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

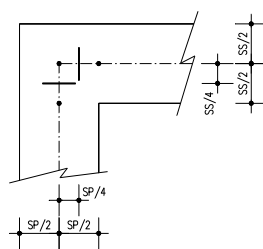
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose (minimo coefficiente di sicurezza), sia per la verifica a flessione sia per la verifica a taglio.

Nelle verifiche della soletta di fondazione, cautelativamente, non si è tenuto in conto del contributo dello sforzo normale.

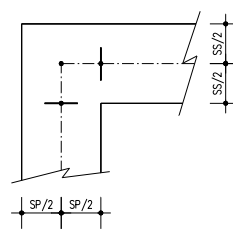
Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- nella sezione ubicata a metà fra asse piedritto e sezione d'attacco piedritto-soletta nel caso delle verifiche della soletta;
- nella sezione ubicata a metà fra asse soletta e sezione d'attacco del piedritto nel caso delle verifiche del piedritto.

Le verifiche a fessurazione e a taglio sono eseguite nelle sezioni di attacco soletta-piedritto.



VERIFICHE A FLESSIONE



VERIFICHE A FESSURAZIONE E TAGLIO

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D.M.17.01.2018 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Si riporta di seguito l'armatura degli elementi strutturali nelle sezioni di mezzeria e di incastro.

Elemento	Sezione	Dimensioni [cm]		Flessione		Armatura a taglio	
		B	H	Lato terra	Lato interno		
PIEDRITTI	MEZZERIA	100	x	30	10Ø12	5Ø12	Φ10/20x40
	PIEDE				10Ø12	5Ø12	
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	x	40	10Ø12	5Ø12	Φ10/40x40
	MEZZERIA				10Ø12	5Ø12	

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	126 di 153

Nelle verifiche riportate di seguito sono stati rispettati i minimi di armatura previsti dalle NTC18 riportate al paragrafo 4.1.6.

Facendo riferimento al paragrafo 7.4.6.2.4 delle NTC18, si è rispettato il limite per le pareti di almeno 9 legature ogni metro quadrato.

L'armatura trasversale di ripartizione si pone pari al 25% dell'armatura longitudinale.

11.4.1 Soletta di fondazione – sezione di mezzeria

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: FOND_MEZZ

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	12
2	-43.2	33.2	12
3	43.2	33.2	12
4	43.2	6.8	12

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	128 di 153

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	12
2	2	3	3	12

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	17.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	6.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	2.00 (84.84)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	129 di 153

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	4.00 (84.84)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.4 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	17.00	0.00	0.00	147.75	0.00	8.69	17.0(5.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.138	-50.0	40.0	-0.00168	43.2	33.2	-0.02180	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000762004	-0.026980176	0.138	0.700

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	130 di 153

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.43	-50.0	40.0	-17.6	-43.2	6.8	1047	11.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver. Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00011	0	0.500	12.0	62	0.00005 (0.00005)	400	0.021 (0.20)	84.84	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.14	-50.0	40.0	-5.9	-43.2	6.8	1047	11.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00004	0	0.500	12.0	62	0.00002 (0.00002)	400	0.007 (0.20)	84.84	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.29	-50.0	40.0	-11.8	-43.2	6.8	1047	11.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	131 di 153

1 S -0.00008 0 0.500 12.0 62 0.00004 (0.00004) 400 0.014 (0.20) 84.84 0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	40	cm		
c	=	6.8	cm		
d	=	$h-c$	=	33.2	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa
ARMATURE LONGITUDINALI					
\varnothing_l	=	12			
Numero	=	10			
A_{sl}	=	11.310	cm ²		
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	18	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
k	=	1.78	$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$		
v_{min}	=	0.459	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$		
ρ_l	=	0.0034			
$\alpha_{cp} = N_{ed}/A_c =$	=	0.0000	(Mpa)		
V_{Rd1}	=	154.76	(KN)		
V_{Rd2}	=	152.43	(KN)		
		$V_{Rd} =$	154.76	(KN)	

11.4.2 Soletta di fondazione – sezione di incastro

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: FOND_INC

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37	
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	165.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	12
2	-43.2	33.2	12
3	43.2	33.2	12
4	43.2	6.8	12

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	133 di 153

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	12
2	2	3	3	12

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	36.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	22.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	19.00 (84.84)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	134 di 153

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	13.00 (84.84)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.4 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	36.00	0.00	0.00	147.75	0.00	4.10	17.0(5.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.138	-50.0	40.0	-0.00168	43.2	33.2	-0.02180	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000762004	-0.026980176	0.138	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	135 di 153

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.58	-50.0	40.0	-64.7	-24.0	6.8	1047	11.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00041	0	0.500	12.0	62	0.00019 (0.00019)	400	0.078 (0.20)	84.84	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.36	-50.0	40.0	-55.9	-24.0	6.8	1047	11.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00036	0	0.500	12.0	62	0.00017 (0.00017)	400	0.067 (0.20)	84.84	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.93	50.0	40.0	-38.2	-43.2	6.8	1047	11.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00024	0	0.500	12.0	62	0.00011 (0.00011)	400	0.046 (0.20)	84.84	0.00

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	136 di 153

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	40	cm		
c	=	6.8	cm		
d	=	$h-c$	=	33.2	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	37	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	30.71	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	17.40	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	2.5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	4.909	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE		$V_{Ed} =$	22	(KN)	
SFORZO NORMALE		$N_{Ed} =$	0	(KN)	
		$\alpha_c =$	1.0000		

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	137 di 153

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 6.66$$

$$\theta = 8.54^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 382.00 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 382.00 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 382 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 143.48 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 896.52 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 143 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 57.39 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1299.95 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 57.39 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

11.4.3 Piedritti – sezione di incastro inferiore

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: PIEDR_PIEDE

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm	

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	30.0
3	50.0	30.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.2	6.8	12
2	-43.2	23.2	12
3	43.2	23.2	12
4	43.2	6.8	12

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	139 di 153

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	12
2	2	3	3	12

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	15.00	33.00	0.00	0.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	15.00	20.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	15.00	18.00 (52.85)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	140 di 153

con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	15.00	12.00 (53.98)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	8.4 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	15.00	33.00	0.00	14.77	107.12	0.00	3.24	17.0(5.4)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.190	-50.0	30.0	-0.00190	43.2	23.2	-0.01492	-43.2	6.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000794014	-0.020320435	0.190	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	141 di 153

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.61	-50.0	30.0	-78.2	-43.2	6.8	747	11.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00056	0	0.500	12.0	62	0.00023 (0.00023)	346	0.081 (0.20)	52.63	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.35	-50.0	30.0	-69.7	-43.2	6.8	747	11.3

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00050	0	0.500	12.0	62	0.00021 (0.00021)	346	0.072 (0.20)	52.85	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.56	-50.0	30.0	-44.1	-43.2	6.8	747	11.3

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00032	0	0.500	12.0	62	0.00013 (0.00013)	346	0.046 (0.20)	53.98	0.00

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	142 di 153

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE					
b_w	=	100	cm		
h	=	30	cm		
c	=	6.8	cm		
d	=	$h-c$	=	23.2	cm
MATERIALI					
f_{ywd}	=	391.30	MPa		
R_{ck}	=	40	MPa		
γ_c	=	1.5			
f_{ck}	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
f_{cd}	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE A TAGLIO					
\varnothing_{st}	=	10			
braccia	=	5			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	40	cm		
(A_{sw} / s)	=	9.817	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	
TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	37	(KN)		
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)		
	$\alpha_c =$	1.0000			

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	143 di 153

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 4.85$$

$$\theta = 11.66^\circ$$

IPOTESI 1 $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ Rottura bilanciata $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 388.73 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 388.73 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 389 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 2 $\cot \vartheta > 2,5$ Si assume $\vartheta = 21,8^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 200.53 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 677.28 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 201 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

IPOTESI 3 $\cot \vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 80.21 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 982.06 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 80.21 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

11.5 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.5.1 Verifica della capacità portante

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2018. I coefficienti γ_R sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC18):

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

La pressione limite puo' essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_u N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

N_q, N_c, N_{γ} i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

N_c^* il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma} s_q s_c$ i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma} i_q i_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma} b_q b_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma} g_q g_c$ i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma} d_q d_c$ i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;

$d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^*$ i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	145 di 153

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\pi * \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) * \text{tg} \phi'$$

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

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

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

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

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

$$s_q = 1 + (B / 2) \text{tg} \phi'$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_\gamma = g_q = (1 - 0.5 \text{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^2 / 147^\circ$$

$$b_q = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

$$b_\gamma = e^{(-2.7 \text{tg} \phi')}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^\circ \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$

$$i_c^* = \left[1 - \frac{mH}{B' c_u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\text{tg}^{\wedge} - 1 D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^{\circ} / 147^{\circ}$$

$$b_c^* = \eta^{\circ} / 147^{\circ}$$

Si sono indicate con:

$q = \gamma^* D$ = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;

B' = larghezza efficace equivalente della fondazione;

γ = peso di volume naturale del terreno;

c_u = coesione non drenata;

D = affondamento della fondazione;

H = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni L' e B' ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove B e L sono le reali dimensioni della fondazione e e_x e e_y sono le eccentricità.

Si riporta di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

Di seguito l'andamento delle reazioni dei vincoli elastici rappresentanti l'interazione con il terreno e l'azione complessiva trasmessa al terreno dalla fondazione nella condizione più gravosa, pari a circa 268kN per una striscia di larghezza unitaria e 268x12=3216 kN globalmente per la struttura in esame.

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	147 di 153

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

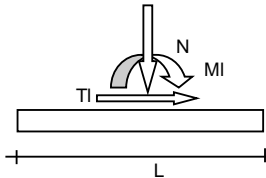
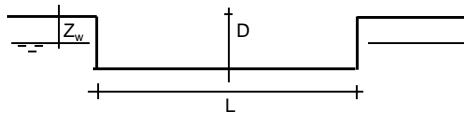
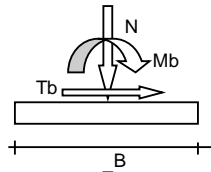
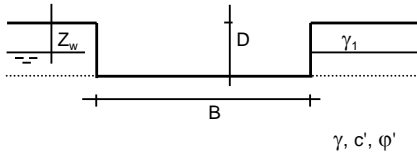
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

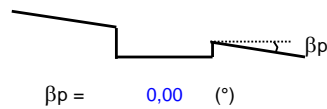
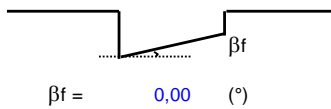
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1,30	1,50	1,00	1,00	2,30	1,10
SISMA	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10
Definiti dal Progettista	X	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 5,00 (m)
L = 12,00 (m)
D = 2,40 (m)



Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	148 di 153

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3216,00		3216,00
Mb [kNm]	44,00		44,00
Ml [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	40,00		40,00
Tl [kN]	0,00		0,00
H [kN]	40,00	0,00	40,00

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 34,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 34,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 6,00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0,01 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 4,97 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 12,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 45,60 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 16,20 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c , N_q , N_γ : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 29,44$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 42,16$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 41,06$$

s_c , s_q , s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,29$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,28$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,83$$

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	149 di 153

i_c, i_q, i_y : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,71 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,29 \quad m = 1,71 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^*L^*c' \cotg\varphi))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2\theta + m_l \cos^2\theta)$ in tutti gli altri casi)

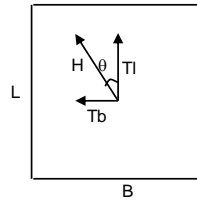
$$i_q = 0,98$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_c - 1)$$

$$i_c = 0,98$$

$$i_y = (1 - H/(N + B^*L^*c' \cotg\varphi))^{(m+1)}$$

$$i_y = 0,97$$



d_c, d_q, d_y : **fattori di profondità del piano di appoggio**

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan\varphi' (1 - \sin\varphi)^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan\varphi' (1 - \sin\varphi)^2) * \arctan(D / B^*)$

$$d_q = 1,13$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$d_c = 1,13$$

$$d_y = 1$$

$$d_y = 1,00$$

b_c, b_q, b_y : **fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_t \tan\varphi')^2 \quad \beta_t + \beta_p = 0,00 \quad \beta_t + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_y = b_q$$

$$b_y = 1,00$$

g_c, g_q, g_y : **fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_t + \beta_p = 0,00 \quad \beta_t + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_y = g_q$$

$$g_y = 1,00$$

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	150 di 153

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3227,95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 53,89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1403,46 \geq q = 53,89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 40,00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \cdot \tan(\varphi) + c' \cdot B^* L^*$$

$$S_d = 2169,22 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 1972,02 \geq H_d = 40,00 \quad (\text{kN})$$

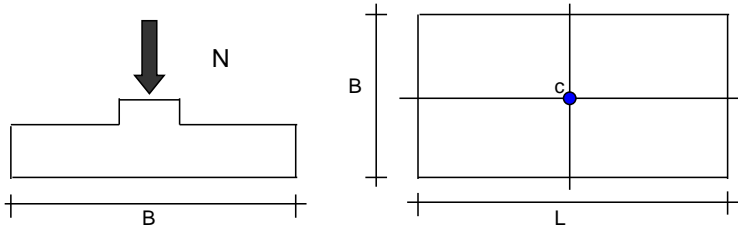
11.5.2 Valutazione dei cedimenti

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
NM25 03 D 26 CL SL 02 00 002 A 151 di 153



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis: 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{tot} = \Sigma \delta_i = \Sigma ((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i)$$

DATI DI INPUT:

B = 5,00 (m) (Larghezza della Fondazione)
L = 12,00 (m) (Lunghezza della Fondazione)
N = 1200 (kN) (Carico Verticale Agente)
q = 20,00 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	WRS1	2,00	0,0	2,0	1,0	35000	0,25	0,07
2	WRA1	5,50	2,0	7,5	1,0	35000	0,25	0,13
3	RS2	4,00	7,5	11,5	1,0	60000	0,25	0,03
-			0,0	0,0	1,0			-
-			0,0	0,0	1,0			-
-			0,0	0,0	1,0			-

$$\delta_{ctot} = 0,23 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a **0.23cm**.

Di seguito si forniscono le tabelle di sintesi del calcolo effettuato.

Relazione di calcolo muri a U di sostegno delle rampe

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	SL 02 00 002	A	152 di 153

z	Δz_i	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	ν	δ_i	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	(cm)

0,00	1,0	1							35000	0,25		
1,00	1,0	1	6,02	2,55	6,52	17,44	14,38	12,53	35000	0,25	0,03	0,03
2,00	1,0	1	6,18	2,92	6,67	14,36	1,77	0,78	35000	0,25	0,04	0,07
3,00	1,0	2	6,50	3,54	6,96	12,29	0,89	-0,08	35000	0,25	0,03	0,10
4,00	1,0	2	6,95	4,30	7,38	10,37	0,43	-0,32	35000	0,25	0,03	0,13
5,00	1,0	2	7,50	5,15	7,91	8,68	0,18	-0,36	35000	0,25	0,02	0,16
6,00	1,0	2	8,14	6,04	8,51	7,26	0,04	-0,34	35000	0,25	0,02	0,18
7,00	1,0	2	8,85	6,96	9,19	6,10	-0,03	-0,30	35000	0,25	0,02	0,20
8,00	1,0	3	9,60	7,91	9,92	5,15	-0,07	-0,26	60000	0,25	0,01	0,21
9,00	1,0	3	10,40	8,86	10,70	4,38	-0,09	-0,22	60000	0,25	0,01	0,21
10,00	1,0	3	11,24	9,82	11,51	3,75	-0,09	-0,19	60000	0,25	0,01	0,22
11,00	1,0	3	12,09	10,79	12,35	3,24	-0,09	-0,16	60000	0,25	0,01	0,23

12. VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze degli elementi che costituiscono il muro ad U.

Elemento	Incidenza Kg/mc	Incidenza Kg/mc	Incidenza Kg/mc	Incidenza Kg/mc
	Principale	Ripartizione	Totale	Totale Adottata
PIEDRITTI	107	50	157	160
SOLETTA INF.	92	43	135	140