

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA - MANTOVA**

FV14 - FERMATA DI CASTELLUCCHIO - km 78+664,80

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

SCALA:

-

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

NM25 03 D 26 CL FV14B0 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	G.Coppa 	Aprile 2020	P.Scarano 	Aprile 2020	M. Berlingieri 	Aprile 2020	A.Perego Aprile 2020

File: NM2503D26CLFV14B0002A

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA	4
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1 NORMATIVA.....	5
3. UNITÀ DI MISURA.....	7
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1 CALCESTRUZZO ELEVAZIONE	8
4.2 CALCESTRUZZO FONDAZIONE	8
4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	9
4.4 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	10
4.5 COPRIFERRO MINIMO E COPRIFERRO NOMINALE	10
5. PARAMETRI SISMICI	11
6. PARAMETRI GEOTECNICI	13
7. MURO AD U	15
7.1 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	15
7.2 ANALISI DEI CARICHI.....	16
7.2.1 Condizioni di carico.....	16
7.2.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	20
7.3 CRITERI DI VERIFICA.....	24
7.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo	24
7.3.2 Verifiche allo stato limite di esercizio.....	26
7.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE.....	28
7.4.1 Codice di calcolo.....	28
7.4.2 Modello di calcolo	28
7.5 ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI.....	32
7.6 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO.....	39
7.6.1 Soletta di fondazione – sezione di mezzeria	41
7.6.2 Soletta di fondazione – sezione di incastro	47

7.6.3	<i>Piedritti – sezione di incastro inferiore</i>	53
7.7	VERIFICHE GEOTECNICHE	59
7.7.1	<i>Verifica allo stato limite di sollevamento</i>	59
7.7.2	<i>Verifica della capacità portante</i>	59
7.7.3	<i>Valutazione dei cedimenti</i>	67
8.	SCALE IN C.A.	69
9.	ELEMENTI IN C.A. SU CUI SCARICA LA PENSILINA	75
10.	VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE	81

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 "FV14" e ubicato al km 78+664,80 della linea ferroviaria.

Nella presente relazione viene analizzata come sezione di verifica quella dimensionante per l'intera struttura.

Il muro ad U è costituito da una struttura scatolare realizzata in conglomerato cementizio gettato in opera, di dimensioni interne 2.00 x 5.42m, con piedritti di spessore 0.50m e soletta di fondazione di spessore 0.50m.

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;

[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 Elevazione

Per la realizzazione dell'elevazione 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 Fondazione

Per la realizzazione della fondazione del muro ad U, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 25/30 ($R_{ck} \geq 30.00 \text{ N/mm}^2$) che presenta le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)
 $f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza media a compressione
 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.90 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico
 $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31447 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione
 $f_{cd} = a_{cc} \times f_{ck}/\gamma_c = 0.85 \times f_{ck}/1.5 = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione media
 $f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione
 $f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione di calcolo
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Rara)
 $\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.70 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)
 $\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 9.96 \text{ N/mm}^2$

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:

Elevazione	Classe di esposizione	XC3
Fondazione	Classe di esposizione	XC2

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 $c_{min}=40mm$.

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 = 45.146117;

longitudine = 10.689831;

a_g = 0.088g;

F_0 = 2.596;

T^*c = 0.308 s.

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

S_S = 1.50;

S_T = 1.0.

Risulta quindi:

a_{max} = 1.290 m/s²;

k_h = 0.129;

k_v = ±0.065.

6. PARAMETRI GEOTECNICI

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

Parametro	WRs1	WRa1	Rs1	Rs2
γ (kN/m ³)	19.0	19.0	19.0	19.0
ϕ' (°)	33	27	33	34
c' (kPa)	0	0	0	0
C_u (kPa)	-	50	-	-
G_0 (MPa)	40.0	50.0	60.0 fino a 7 m da pc 80.0 tra 7 e 10 m da pc 110.0 oltre a 10 m da pc	110.0 fino a 16 m da pc 130.0 oltre 16 m da pc
E_0 (MPa)	100.0	125.0	150.0 fino a 7 m da pc 200.0 tra 7 e 10 m da pc 275.0 oltre a 10 m da pc	275.0 fino a 16 m da pc 325.0 oltre 16 m da pc
E_{op1} (MPa)	10.0	12.5	15.0 fino a 7 m da pc 20.0 tra 7 e 10 m da pc 27.5 oltre a 10 m da pc	27.5 fino a 16 m da pc 32.5 oltre 16 m da pc
E_{op2} (MPa)	20.0	25.0	30.0 fino a 7 m da pc 40.0 tra 7 e 10 m da pc 55.0 oltre a 10 m da pc	55.0 fino a 16 m da pc 65.0 oltre 16 m da pc
OCR (-)	-	3.0	-	-
CR (-)	-	0.18	-	-
RR (-)	-	0.036	-	-
$C_{\alpha\beta}$ (%)	-	0.12	-	-
k_v (m/s)	2.00E-7	5.00E-8	5.00E-7	1.00E-6

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

Quota di riferimento pc \approx 26.0 m slmm			
UNITA' GEOTECNICA	DA	A	SPESSORE
(-)	(m pc)	(m pc)	(m)
WRs1	0.0	1.5	1.5
WRa1	1.5	3.2	1.7
Rs1	3.2	12.0	8.8

Rs2	12.0	30.0	18.0
La falda di progetto è a 3.0 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 quota del pelo libero della falda è posta a circa 1.9 m dalla quota di intradosso soletta di fondazione.

7. MURO AD U

7.1 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	$L_{tot} =$	3.00m
Larghezza utile del muro ad U	$L_{int} =$	2.00m
Larghezza mensola di fondazione sinistra	$L_{msx} =$	0.00m
Larghezza mensola di fondazione destra	$L_{mdx} =$	0.00m
Spessore piedritti	$S_p =$	0.50m
Spessore ritto centrale	$S_{pc} =$	0.00m
Spessore della soletta di fondazione	$S_f =$	0.50m
Altezza libera del muro ad U	$H_{int} =$	5.42m
Altezza totale del muro ad U	$H_{tot} =$	5.92m
Quota falda da intradosso fondazione	$H_w =$	1.90m
Larghezza striscia di calcolo	$b =$	1.00m

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

7.2.1 Condizioni di carico

7.2.1.1 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 $P_p = 25.00 \times 0.50 = 12.50 \text{ kN/m}$

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

7.2.1.2 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:

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

al di sopra della falda

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

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione in asse soletta inferiore $P_1 = 34.33 \text{ kN/m}$

Pressione intradosso soletta inferiore $P_2 = 35.29 \text{ kN/m}$

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

$$P_{H.t.fond} = 8.70 \quad \text{kN}$$

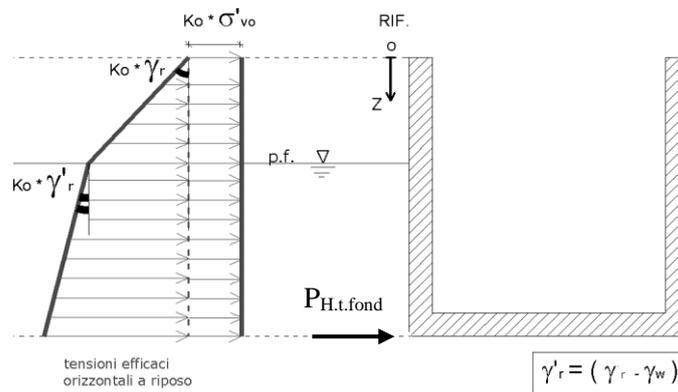


Figura 1 SPTSX

7.2.1.3 Azioni della falda (SPTW)

La quota del pelo libero della falda è posta a circa 1.9 m dalla quota di intradosso soletta di fondazione. 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 $P_{w1} = 16.50 \quad \text{kN/m}$

Pressione intradosso soletta di fondazione $P_{w2} = 19.00 \quad \text{kN/m}$

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

Spinta semispessore soletta di fondazione $P_{wf} = 4.44 \quad \text{kN}$

Sottospinta semispessore piedritti $P_{wp} = 4.75 \quad \text{kN}$

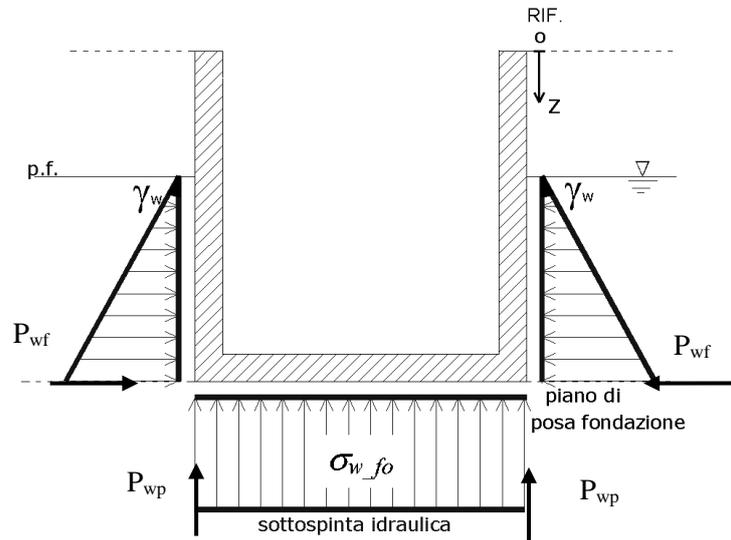


Figura 2 SPTW

7.2.1.4 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.

Il modello di carico LM71 è costituito dalla presenza del locomotore con gli assi da 250kN disposti ad interesse longitudinale pari ad 1.60m e da un carico distribuito di 80kN/m. Il coefficiente di adattamento è pari a 1.1. Il carico complessivo agente vale pertanto:

$$q_{LM71} = (250 \text{ kN} \times 4) \times 1.1 / (6.4 \times 3) = 57.29 \text{ kPa}$$

Il treno di carico SW/2 è pari a 150 kN/m, con coefficiente di adattamento è pari a 1.0.

$$Q_{SW/2} = 150 \text{ kN} \times 1.0 / (3) = 50.00 \text{ kPa}$$

In condizioni statiche, tale sovraccarico è assunto pari a 57.3 kN/m².

Nel caso in esame risulta:

$$P_{qacc} = 0.384 \times 57.30 = 22.02 \text{ kN/m}^2$$

7.2.1.5 Azioni variabili da traffico (ACC_SOLINF)

Per quanto riguarda i sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione, si applica un carico uniformemente distribuito pari a 5 kPa.

7.2.1.6 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:

$$\text{Massa associata al peso proprio piedritti} \quad G_1 = 12.50 \text{ kN/m}$$

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

7.2.1.6.1 Forze sismiche orizzontali (SISMA_H)

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

$$F_h = k_h G_p = 1.61 \text{ kN/m}$$

7.2.1.6.2 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:

$$\Delta S_E = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2 = 90.42 \quad \text{kN/m}$$

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

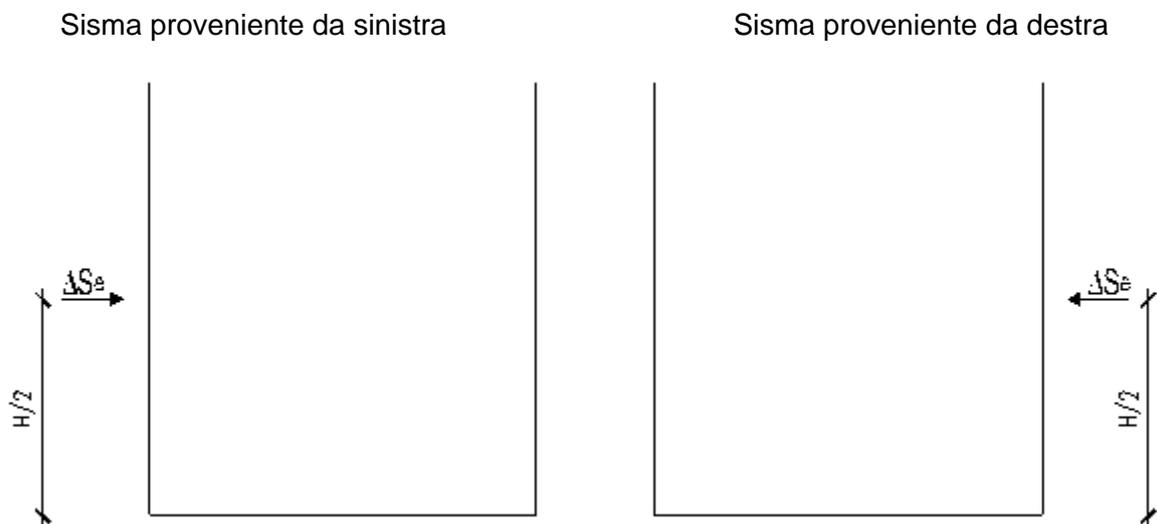


Figura 3 Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

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

$$\Delta S_E = \Delta S_E / H = 15.27 \quad \text{kN/m}^2$$

7.2.2 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 3 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 4 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 5 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

7.3 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

7.3.1 Verifiche allo stato limite ultimo

7.3.1.1 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 ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)

7.3.1.2 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);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ 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 pari ad 1 per membrature non compresse.

7.3.2 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 6 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 "ordinarie".

7.3.2.1 Verifica a fessurazione

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

7.3.2.2 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)	$\sigma_a \leq 0.75 f_{yk}$

7.4 MODELLAZIONE STRUTTURALE

7.4.1 *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".

7.4.2 *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 7.4.2.1.

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

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	29 di 81

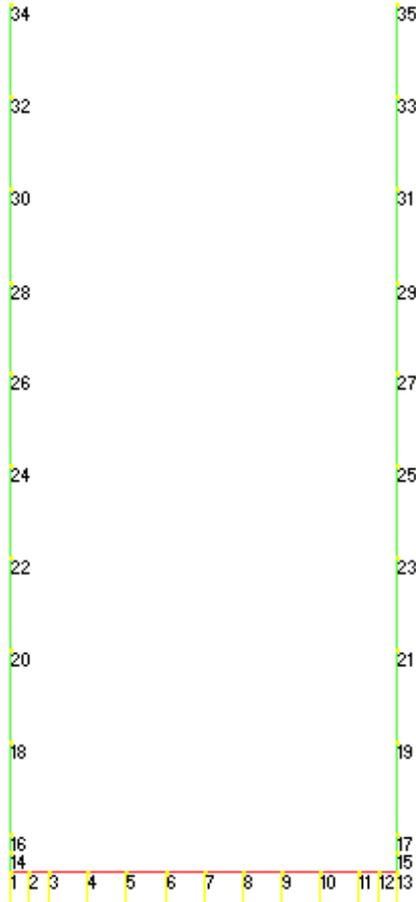


Figura 4 Modello F.E.M struttura - numerazione nodi

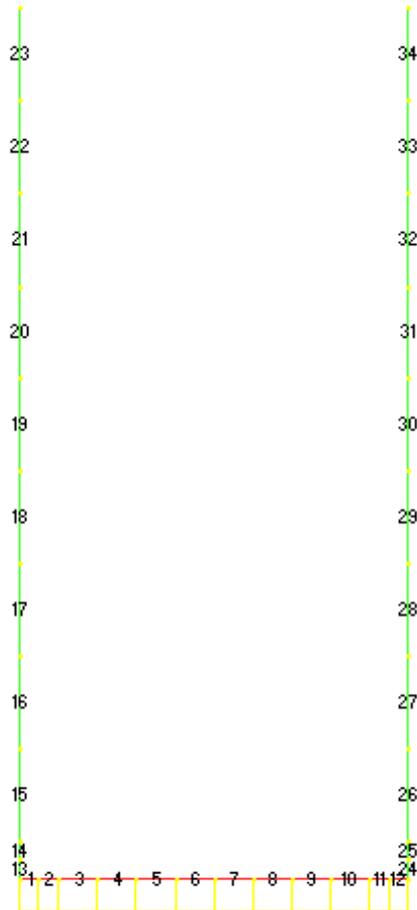


Figura 5 Modello F.E.M. struttura – numerazione aste

7.4.2.1 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.

Nel caso in esame K risulta pari a 22248 kN/mc. Tale rigidezza è stata applicata come beam support lungo l'elemento, in particolare considerando la striscia di calcolo pari ad 1m risulta 22248 kPa/m*1m = 22248 kN/m/m.

7.5 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.

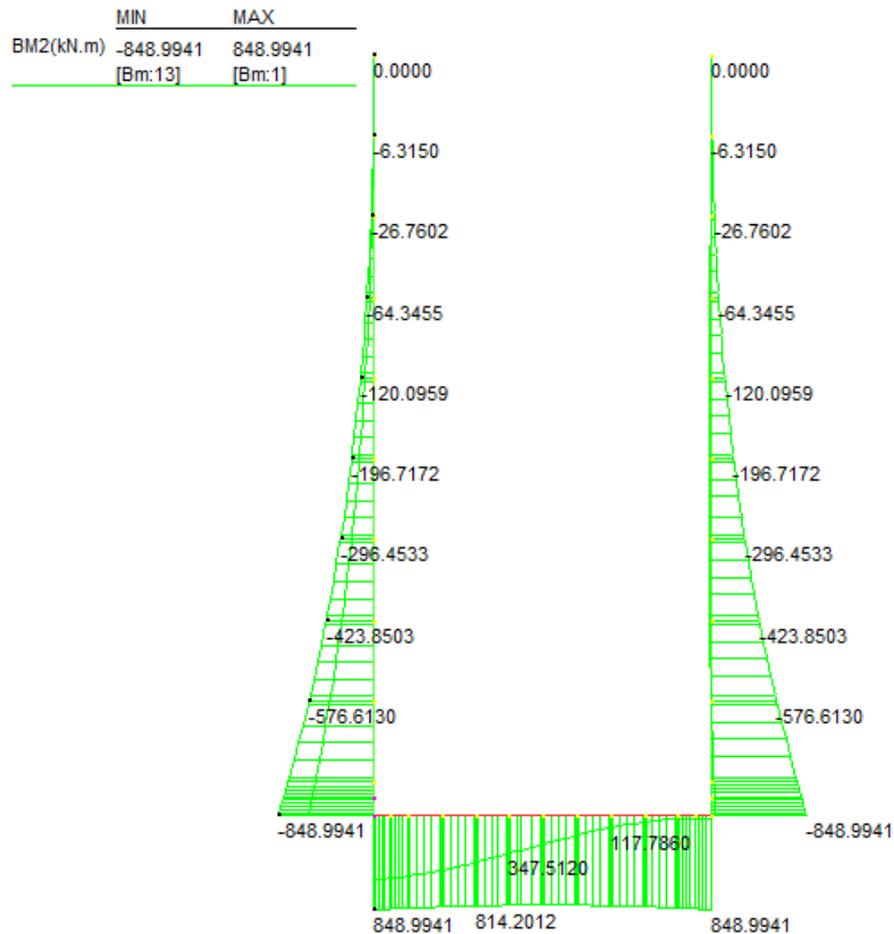


Figura 1 Involuppo SLU/Sisma: Momenti flettenti

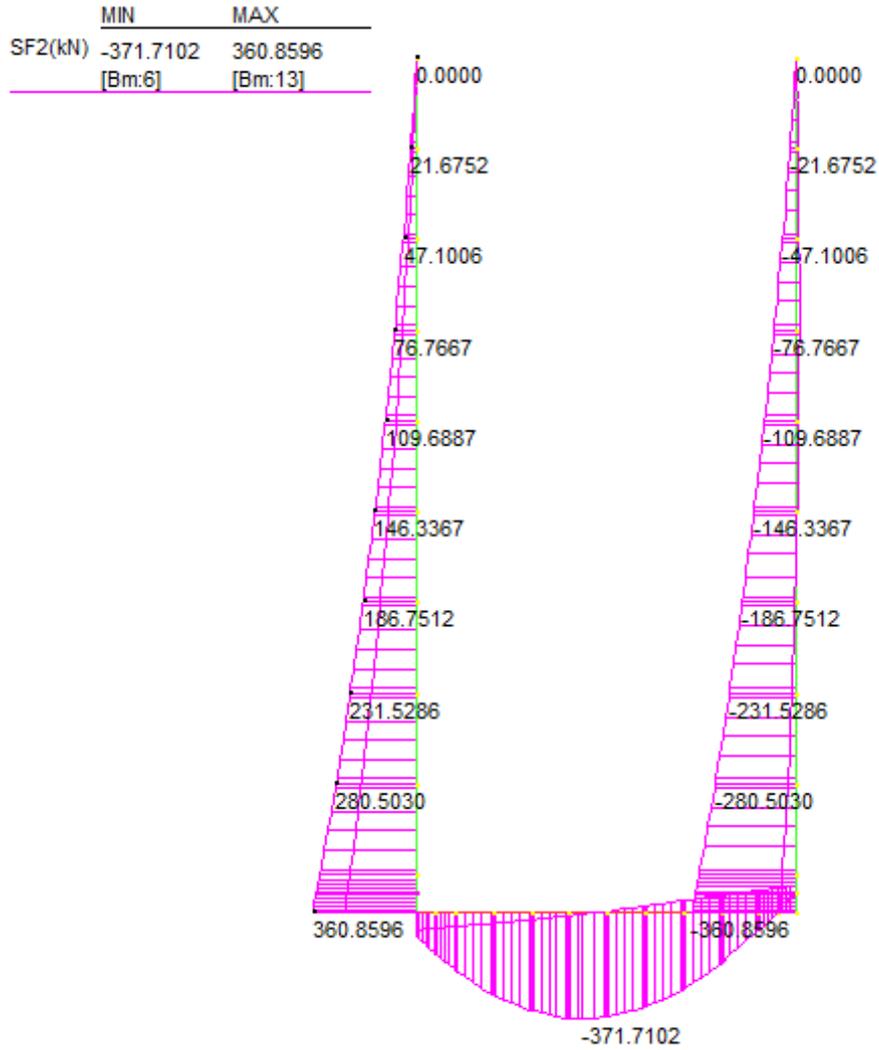


Figura 2 Inviluppo SLU/Sisma: sollecitazioni taglianti

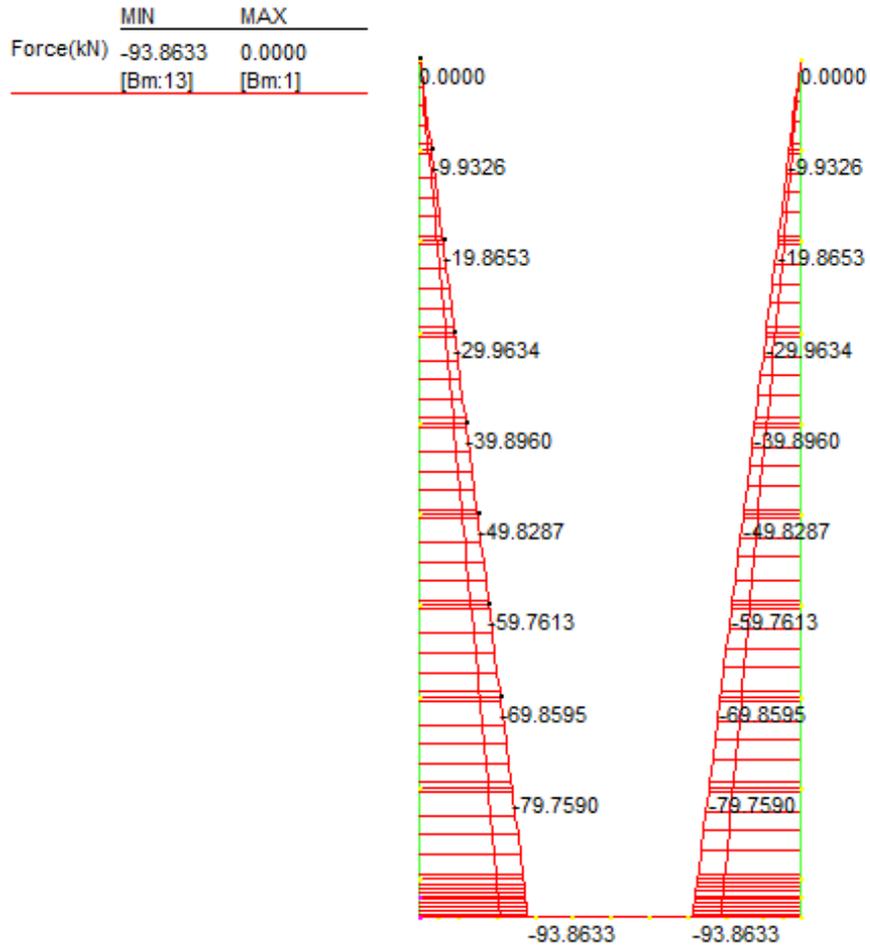


Figura 3 Involuppo SLU/Sisma: sforzo normale

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	35 di 81

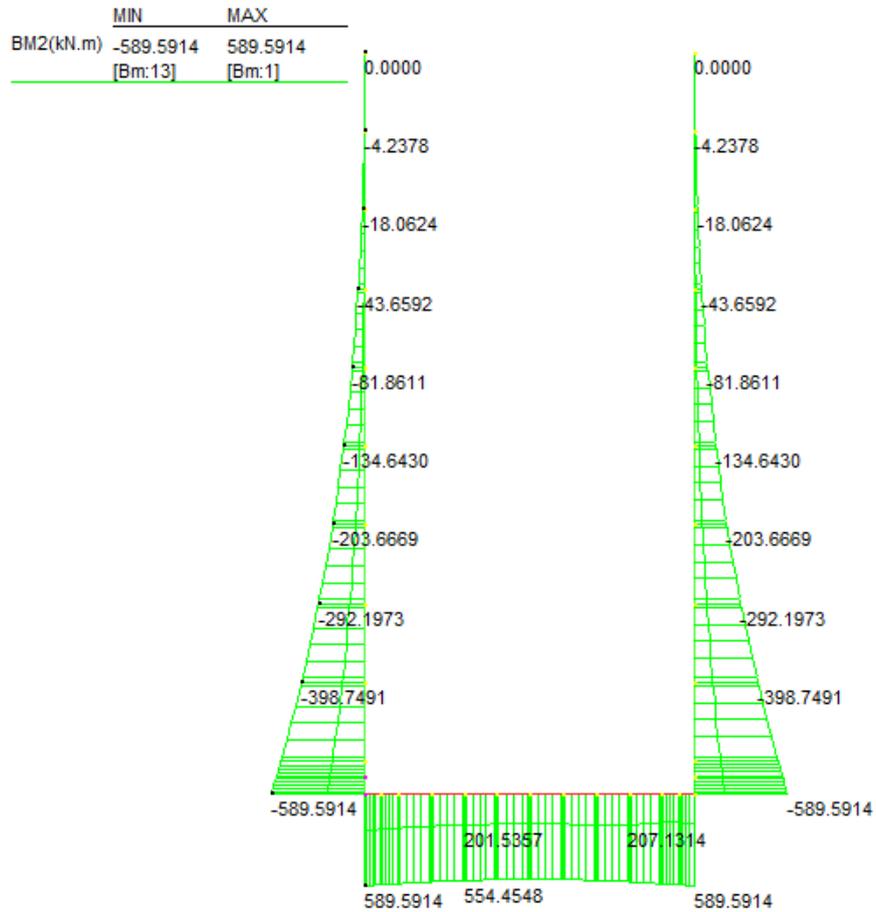


Figura 4 Involuppo SLE: Momenti flettenti

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	36 di 81



Figura 5 Involuppo SLE: sollecitazioni taglianti

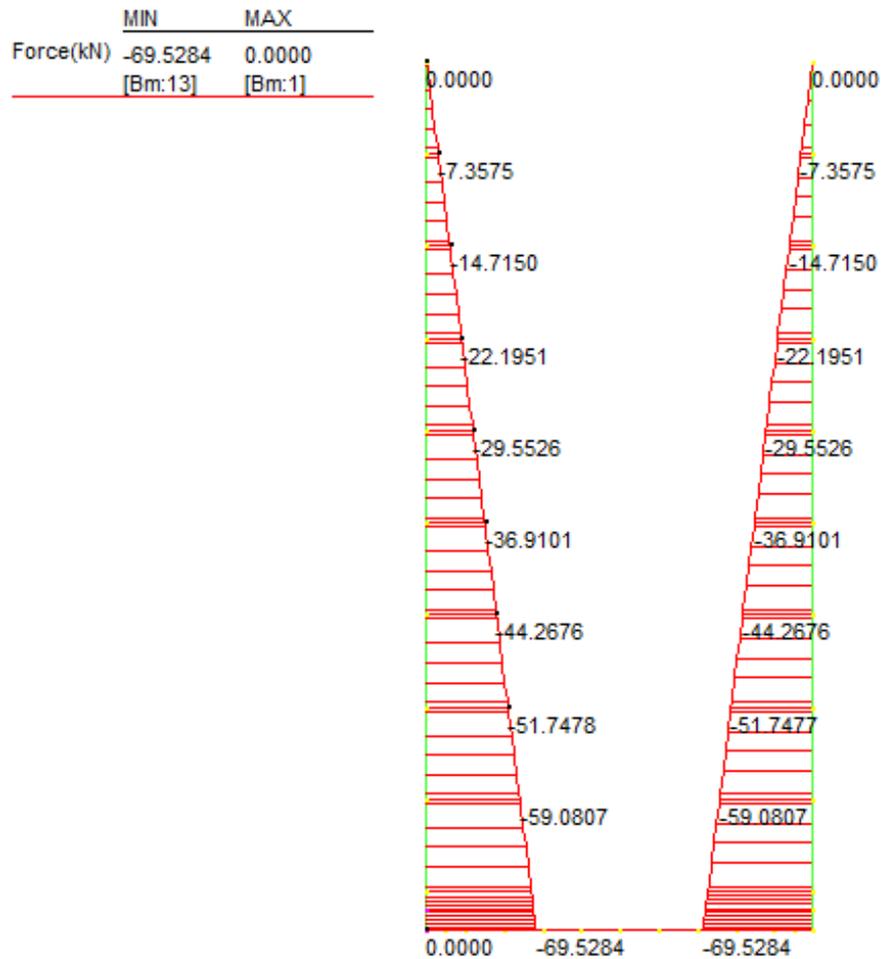


Figura 6 Inviluppo SLE: sforzo normale

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	808	372
SLE RARA	0	550	245
SLE FREQUENTE	0	352	193
SLE QUASI PERM.	0	195	0

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	38 di 81

FOND_INC	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	0	849	90
SLE RARA	0	590	65
SLE FREQUENTE	0	502	65
SLE QUASI PERM.	0	236	65

PIEDR_PIEDE	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	92	805	349
SLE RARA	68	559	245
SLE FREQUENTE	68	474	213
SLE QUASI PERM.	68	221	123

7.6 VERIFICHE DI RESISTENZA ULTIMA E DI ESERCIZIO

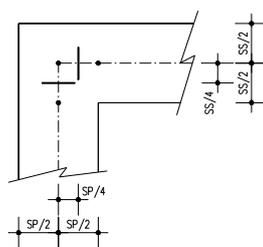
Si riassumono di seguito i risultati delle verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni di taglio e flessione, relative all'involuppo delle combinazioni di carico. In particolare si riportano le sollecitazioni massime per tutte le sezioni di verifica e le combinazioni di carico più gravose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

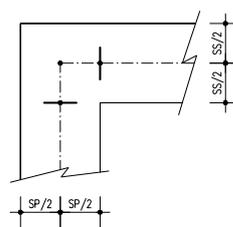
Le verifiche a flessione in corrispondenza dei nodi tra setti adiacenti sono effettuate rispettivamente:

- 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	50	10Ø26	10Ø26	Φ12/20x40
	PIEDE				10Ø24		
SOLETTA INF.	INCASTRO	100	x	50	10Ø26	10Ø26	Φ12/20x40
	MEZZERIA				10Ø24		

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.

7.6.1 Soletta di fondazione – sezione di mezzeria

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. NOME SEZIONE: FOND_MEZZ

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	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:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C25/30

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	-41.5	8.5	26
2	-41.5	41.5	26
3	41.5	41.5	26
4	41.5	8.5	26
5	-41.5	13.7	24
6	41.5	13.7	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	808.00	0.00	0.00	0.00

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	550.00	0.00

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

N	Mx
Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	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	352.00 (166.12)	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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	195.00 (166.12)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.7 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	808.00	0.00	0.00	1204.34	0.00	1.49	98.3(6.1)

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	0.414	-50.0	50.0	0.00177	-41.5	41.5	-0.00495	-41.5	8.5

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	0.000203674	-0.006683703	0.414	0.958

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	11.82	-50.0	50.0	-194.8	-32.3	8.5	1000	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
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	-0.00136	0	0.500	26.0	72	0.00078 (0.00058)	328	0.256 (0.30)	166.12	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	7.56	-50.0	50.0	-124.7	-32.3	8.5	1000	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
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	45 di 81

1 S -0.00087 0 0.500 26.0 72 0.00043 (0.00037) 328 0.141 (0.30) 166.12 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 4.19 -50.0 50.0 -69.1 -32.3 8.5 1000 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	72	0.00022 (0.00021)	328	0.071 (0.30)	166.12	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE			
b _w	=	100	cm
h	=	50	cm
c	=	8.5	cm
d	=	h-c	= 41.5 cm
MATERIALI			
f _{ywd}	=	391.30	MPa
R _{ck}	=	30	MPa
γ _c	=	1.5	
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	= 24.9 MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	= 14.11 MPa
ARMATURE A TAGLIO			
Ø _{st}	=	12	
braccia	=	5	
Ø _{st2}	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	40	cm
(A _{sw} / s)	=	14.137	cm ² / m
α	=	90	° (90° staffe verticali)
TAGLIO AGENTE	V _{Ed} =	372	(KN)
SFORZO NORMALE	N _{ed} =	0	(KN)
	α _c =	1.0000	

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	46 di 81

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 3.43$$

$$\theta = 16.26^\circ$$

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

$$V_{Rsd} = 708.35 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 708.35 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 708 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 516.54 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 908.64 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 517 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 206.62 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1317.52 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 206.62 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

7.6.2 Soletta di fondazione – sezione di incastro

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: FOND_INC

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Condizioni Ambientali: Poco aggressive
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicità: Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	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:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C25/30

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	-41.5	8.5	26
2	-41.5	41.5	26
3	41.5	41.5	26
4	41.5	8.5	26
5	-41.5	13.7	24
6	41.5	13.7	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	849.00	0.00	0.00	0.00

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	590.00	0.00

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

N	Mx
Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	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

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	49 di 81

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	502.00 (166.12)	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

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	236.00 (166.12)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.7 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	849.00	0.00	0.00	1204.34	0.00	1.42	98.3(6.1)

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	0.414	-50.0	50.0	0.00177	-41.5	41.5	-0.00495	-41.5	8.5

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	50 di 81

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	0.000203674	-0.006683703	0.414	0.958

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	12.68	-50.0	50.0	-209.0	-32.3	8.5	1000	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
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	-0.00145	0	0.500	26.0	72	0.00085 (0.00063)	328	0.279 (0.30)	166.12	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	10.79	-50.0	50.0	-177.8	-23.1	8.5	1000	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
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	51 di 81

1 S -0.00124 0 0.500 26.0 72 0.00070 (0.00053) 328 0.228 (0.30) 166.12 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 5.07 -50.0 50.0 -83.6 -41.5 8.5 1000 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	-0.00058	0	0.500	26.0	72	0.00029 (0.00025)	328	0.095 (0.30)	166.12	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE			
b _w	=	100	cm
h	=	50	cm
c	=	8.5	cm
d	=	h-c	= 41.5 cm
MATERIALI			
f _{ywd}	=	391.30	MPa
R _{ck}	=	30	MPa
γ _c	=	1.5	
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	= 24.9 MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	= 14.11 MPa
ARMATURE A TAGLIO			
Ø _{st}	=	12	
braccia	=	5	
Ø _{st2}	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	40	cm
(A _{sw} / s)	=	14.137	cm ² / m
α	=	90	° (90° staffe verticali)
TAGLIO AGENTE	V _{Ed} =	90	(KN)
SFORZO NORMALE	N _{Ed} =	0	(KN)
	α _c =	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di cot θ

$$\cot(\theta) = 3.43$$

$$\theta = 16.26^\circ$$

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

$$V_{Rsd} = 708.35 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 708.35 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 708 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 516.54 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 908.64 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 517 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 206.62 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 1317.52 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg\alpha + \ctg\theta) / (1 + \ctg^2\theta)$$

$$V_{Rd} = 206.62 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

7.6.3 Piedritti – sezione di incastro inferiore

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: PIEDR_PIEDE

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

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:	0.300	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:	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	-41.5	8.5	26
2	-41.5	41.5	26
3	41.5	41.5	26
4	41.5	8.5	26
5	-41.5	13.7	24
6	41.5	13.7	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	26
2	2	3	8	26
3	5	6	8	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	92.00	805.00	0.00	0.00	0.00

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	68.00	559.00	0.00

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

N	Mx
Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	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	68.00	474.00 (190.34)	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

N°Comb.	N	Mx	My
1	68.00	221.00 (192.86)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.7 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	92.00	805.00	0.00	91.96	1233.56	0.00	1.53	98.3(8.4)

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	0.385	50.0	50.0	0.00164	41.5	41.5	-0.00559	-41.5	8.5

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	56 di 81

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	0.000218997	-0.007449844	0.385	0.921

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	12.09	-50.0	50.0	-194.3	-32.3	8.5	1000	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
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	-0.00136	0	0.500	26.0	72	0.00075 (0.00058)	328	0.248 (0.30)	190.01	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	10.27	-50.0	50.0	-164.2	-32.3	8.5	1000	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
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	57 di 81

1 S -0.00115 0 0.500 26.0 72 0.00060 (0.00049) 328 0.198 (0.30) 190.34 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 4.83 -50.0 50.0 -74.6 -32.3 8.5 1000 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	-0.00052	0	0.500	26.0	72	0.00023 (0.00022)	328	0.075 (0.30)	192.86	0.00

COMBINAZIONI SLU-VERIFICA A TAGLIO

SEZIONE			
b _w	=	100	cm
h	=	50	cm
c	=	8.5	cm
d	=	h-c	= 41.5 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 A TAGLIO			
Ø _{st}	=	12	
braccia	=	5	
Ø _{st2}	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	40	cm
(A _{sw} / s)	=	14.137	cm ² / m
α	=	90	° (90° staffe verticali)
TAGLIO AGENTE	V _{Ed} =	349	(KN)
SFORZO NORMALE	N _{Ed} =	0	(KN)
	α _c =	1.0000	

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 $V_{Rsd} = V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 792.96 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 792.96 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 793 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 516.54 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1120.65 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 517 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 206.62 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 1624.94 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\ctg \alpha + \ctg \theta) / (1 + \ctg^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 206.62 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

7.7 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.7.1 Verifica allo stato limite di sollevamento

Si riporta la verifica al sollevamento, assumendo nel calcolo del peso dello scatolare (forza stabilizzante) il solo peso proprio delle strutture.

Essendo il peso permanente:

$$PP = 0,9 \cdot G_1 = 155.70 \quad \text{kN}$$

e la sottospinta idraulica:

$$SPW = 57.00 \quad \text{kN}$$

si ottiene il coefficiente di sicurezza:

$$F.S. = PP / (1.1 SPW) = 2.48 \geq 1.00$$

per cui la verifica risulta soddisfatta.

7.7.2 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):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_{qs} d_{q1} b_{q} g_q + c N_{cs} d_c i_c b_c g_c$$

(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_γ, s_q, s_c i fattori di forma della fondazione;

i_γ, i_q, i_c i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

b_γ, b_q, b_c i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

g_γ, g_q, g_c i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

d_γ, 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:

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

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

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

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

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

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

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

$$d_c = d_{\alpha} - \frac{1 - d_{\alpha}}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$$

$$s_{\alpha} = 1 + (B/2) \operatorname{tg} \phi'$$

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

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

$$g_{\gamma} = g_{\alpha} = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_{\alpha} = 1 - \beta^{\circ} / 147^{\circ}$$

$$b_{\alpha} = e^{(-2.7 \eta \operatorname{tg} \phi')}$$

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

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

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

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

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

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

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

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

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

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

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 191kN per una striscia di larghezza unitaria e $191 \times 3.46 = 661$ 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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

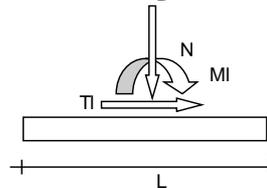
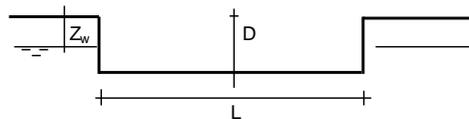
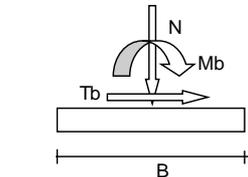
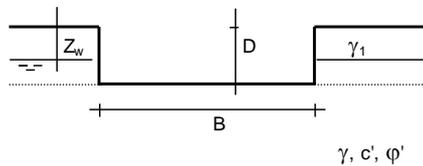
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

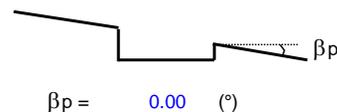
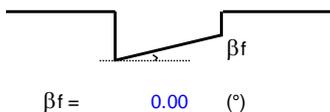
coefficienti parziali

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 = 3.00 (m)
L = 3.46 (m)
D = 5.90 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	661.00		661.00
Mb [kNm]	456.00		456.00
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	356.00		356.00
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	356.00	0.00	356.00

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 19.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 33.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 0.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 33.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 4.00$ (m)

$e_B = 0.69$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.62$ (m)
 $L^* = 3.46$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 93.10$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 9.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 26.09$

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

$N_c = 38.64$

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

$N_\gamma = 35.19$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.32$$

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

$$s_q = 1.30$$

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

$$s_\gamma = 0.81$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.68 \quad \theta = \arctg(T_b/\Pi) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.32 \quad m = 1.68 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m \quad (m=2 \text{ nel caso di fondazione nastriforme e } m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta) \text{ in tutti gli altri casi)}$$

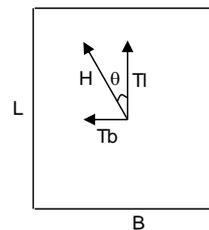
$$i_q = 0.27$$

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

$$i_c = 0.24$$

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

$$i_\gamma = 0.13$$



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

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

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

$$d_q = 1.35$$

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

$$d_c = 1.36$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1192.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 117.91 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 518.36 \geq q = 117.91 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 356.00 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 429.26 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 390.24 \geq H_d = 356.00 \quad (\text{kN})$$

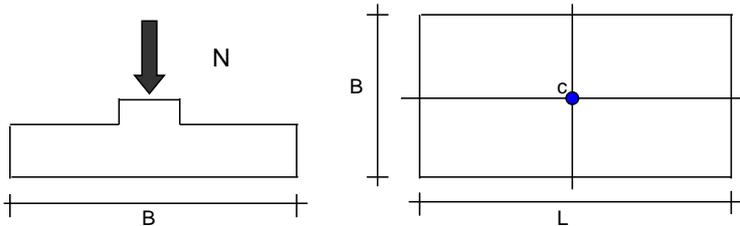
7.7.3 Valutazione dei cedimenti

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

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

LAVORO:

Sottopasso Stazione Acerra



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

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

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

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

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

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

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

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

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	68 di 81

DATI DI INPUT:

B = 3.00 (m) (Larghezza della Fondazione)
 L = 3.46 (m) (Lunghezza della Fondazione)
 N = 661 (kN) (Carico Verticale Agente)
 q = 63.68 (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	v	δ _{ci}
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	RS1	1.00	0.0	1.0	1.0	30000	0.25	0.12
2	RS1	3.00	1.0	4.0	1.0	40000	0.25	0.19
3	RS1	2.00	4.0	6.0	1.0	55000	0.25	0.03
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-

$\delta_{ctot} = 0.35$ (cm)

Il cedimento totale risulta essere pari a **0.35cm**.

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

z	Δz _i	Terreno	R1	R2	R3	Δσ _{zi}	Δσ _{xi}	Δσ _{yi}	E	v	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							30000	0.25		
1.00	1.0	1	1.80	1.58	2.34	49.80	26.98	24.92	30000	0.25	0.12	0.12
2.00	1.0	2	2.29	2.12	2.74	36.21	0.35	-0.10	40000	0.25	0.09	0.21
3.00	1.0	2	3.04	2.92	3.39	23.68	-0.56	-0.74	40000	0.25	0.06	0.27
4.00	1.0	2	3.90	3.81	4.18	15.43	-0.55	-0.62	40000	0.25	0.04	0.31
5.00	1.0	3	4.82	4.74	5.05	10.51	-0.43	-0.46	55000	0.25	0.02	0.33
6.00	1.0	3	5.77	5.70	5.96	7.51	-0.33	-0.35	55000	0.25	0.01	0.35

8. SCALE IN C.A.

Per le scale si considerano i due schemi di calcolo di trave semplicemente appoggiata e di trave incastrata.

Vengono riportate di seguito le verifiche eseguite per la scala con lunghezza maggiore.

Si riporta in tabella il calcolo delle sollecitazioni.

CALCOLO SOLLECITAZIONI SCALA			
Spessore finiture			0.05 m
Alzata			0.16 m
Pedata			0.3 m
Peso proprio finiture	$\gamma_{pv} =$		21 kN/m ³
Peso di volume cls	$\gamma_{cls} =$		25 kN/m ³
Carico finiture			1.61 kPa
Impianti+intonaco+ringhiera			0.60 kPa
Peso proprio gradini			2.00 kPa
Sovraccarico accidentale			5 kPa
Spessore soletta			0.25 m
Peso proprio soletta			6.25 kPa
Larghezza rampa			1.8
Peso a metro gradini			3.6 kN/m ² /m
Peso a metro finiture+impianti			4.0 kN/m ² /m
<i>Carichi a metro dei pesi propri portati</i>			7.6 kN/m
<i>Carichi a metro dei pesi propri strutturali</i>			11.3 kN/m
<i>Carichi a metro accidentali</i>			9 kN/m
Lunghezza inclinata rampa			4.8 m
Luce di calcolo momento (proiezione sul piano)			4.5 m
Coeff. Maggioraz. Carichi			1.07 -
Totale pesi propri strutt. di calcolo			12.00 kN/m
Totale pesi propri portati di calcolo			7.58 kN/m
Totale accidentali di calcolo			9.00 kN/m
Sollecitazioni di calcolo sulla sezione effettiva			
	M_campata kN*m	M_appoggio kN*m	T kN

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	70 di 81

SLE	72	48	-
SLU	104	69	92

Si dispone un'armatura 10 ϕ 14 al metro lineare, e staffe ϕ 10/10 a 6 braccia.

Si riporta la verifica eseguita con RE-SEC.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
NOME SEZIONE: SCALA

Descrizione Sezione:
Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione: Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento: N.T.C.
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali: Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

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

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	25.0
3	50.0	25.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.3	5.7	14
2	-44.3	19.3	14
3	44.3	19.3	14
4	44.3	5.7	14

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	58.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Mx	My
Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	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	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	40.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0 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	58.00	0.00	0.00	107.17	0.00	1.85	15.4(3.2)

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	0.268	-50.0	25.0	-0.00035	-44.3	19.3	-0.00955	-44.3	5.7

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	0.000676300	-0.013407490	0.268	0.775

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	6.06	-50.0	25.0	-156.9	-44.3	5.7	600	15.4

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; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 A_c 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 = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00115	0	0.500	14.0	50	0.00047 (0.00047)	263	0.124 (0.30)	35.16	0.00

Si riporta le verifica per elementi privi di armatura a taglio.

SEZIONE			
b_w	=	100	cm
h	=	25	cm
c	=	5.7	cm
d	=	$h-c$	= 19.3 cm
MATERIALI			
f_{ywd}	=	391.30	MPa
R_{ck}	=	37	MPa
γ_c	=	1.5	
f_{ck}	=	$0.83 \cdot R_{ck}$	= 30.71 MPa
f_{cd}	=	$0.85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$	= 17.40 MPa
ARMATURE A TAGLIO			
\varnothing_{st}	=	10	
braccia	=	6	
\varnothing_{st2}	=	0	
braccia	=	0	
passo	=	10	cm
(A_{sw} / s)	=	47.124	cm ² / m
α	=	90	° (90° staffe verticali)
TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	52	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)
	$\alpha_c =$	1.0000	

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 1.93$$

$$\theta = 27.41^\circ$$

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

$$V_{Rsd} = 617.66 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 617.66 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 618 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 800.75 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 521.17 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 521 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 320.30 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 755.70 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 320.30 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

9. ELEMENTI IN C.A. SU CUI SCARICA LA PENSILINA

In corrispondenza delle colonne relative alla pensilina, sono presenti degli elementi rettangolari 1.00x0.95m, cui scaricano le colonne stesse. Nel seguito si eseguono le verifiche strutturali di questi elementi.

Si riporta in tabella il calcolo delle sollecitazioni. Si effettuano le verifiche agli SLU e agli SLE, per la combinazione più significativa.

FOND_MEZZ	N	Mx	Vy
	(KN)	(KNm)	(KNm)
SLU/SLV	238	188	19
SLE	163	125	13

Si dispone un'armatura diffusa 36 ϕ 20 in corrispondenza del perimetro dell'elemento, con staffe ϕ 12/10.

Si riporta la verifica eseguita con RE-SEC.

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: SCALA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona non sismica

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	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa

Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068	
Modulo Elastico E_f	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:	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	95.0
3	50.0	95.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.8	6.2	20
2	-43.8	88.8	20
3	43.8	88.8	20
4	43.8	6.2	20

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
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	20
2	2	3	8	20
3	1	2	8	20
4	3	4	8	20

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

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	77 di 81

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	238.00	188.00	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	163.00	125.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 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	N	238.00	188.00	0.00	238.13	1909.92	0.00	10.16	75.4(15.9)

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	0.163	-50.0	95.0	0.00200	-43.8	88.8	-0.01802	-43.8	6.2

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.

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	78 di 81

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	0.000242369	-0.019525059	0.163	0.700

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	1.07	-50.0	95.0	-20.9	-24.3	6.2	1900	37.7

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 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	-0.00012	0	0.500	20.0	52	0.00006 (0.00006)	348	0.022 (0.30)	713.71	0.00

Si riporta le verifica per elementi privi di armatura a taglio.

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	79 di 81

SEZIONE

b_w	=	100	cm		
h	=	95	cm		
c	=	5.7	cm		
d	=	$h-c$	=	89.3	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	=	2			
\varnothing_{st2}	=	0			
braccia	=	0			
passo	=	10	cm		
(A_{sw} / s)	=	22.619	cm^2 / m		
α	=	90	°	(90° staffe verticali)	

TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	19	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)
	$\alpha_c =$	1.0000	

Relazione di calcolo vani ascensori e scale fisse

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03 D 26	CL	FV14 B0 002	A	80 di 81

ELEMENTI CON ARMATURA A TAGLIO

Calcolo di $\cot \theta$

$$\cot(\theta) = 2.97$$

$$\theta = 18.60^\circ$$

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

$$V_{Rsd} = 2113.91 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 2113.91 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 2114 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 1778.41 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 2411.42 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 1778 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

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

Armatura trasversale

$$V_{Rsd} = 711.36 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 3496.56 \text{ (KN)} \quad 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd} = 711.36 \text{ (KN)} \quad \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

10. VALUTAZIONE DELLE INCIDENZE

Si riportano, di seguito, i risultati ottenuti dalla valutazione delle incidenze.

Elemento	Incidenza Kg/mc
	Totale Adottata
Elvazione	160
Fondazione	170