



Messa in sicurezza del fabbricato d'ingresso del Compendio ex Umberto I Fondamenta riformati del Bersaglio, 3144 S.Alvise - Venezia

Perizia suppletiva e di variante Progetto opere strutturali

committente

Comune di Venezia
AREA LL. PP. MOBILITA' E TRASPORTI
Settore Edilizia Comunale
Venezia Centro Storico e Isole
Servizio Edilizia 1
Venezia Centro Storico e Isole

Il R.U.P.
ing. Giovanni Voltolina
Il Dirigente
arch. Silvia Loreto
Il Direttore
ing. Simone Agrondi

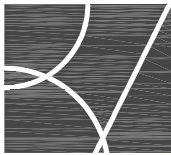


progettazione generale
direzione lavori
coordinamento sicurezza
in fase di prog. ed eseg.

Studio NAFTA
sedi
1. via Banchina dell'Azoto 15
30175 Marghera Venezia (VE)
2. castello Borgoloco 5098/a
30122 Venezia (VE)
www.studionafta.it
info@studionafta.it

progettista generale
C.S.P.
arch. Ugo Fattore

direttore dei lavori
C.S.E.
arch. Marzia Di Panfilo



progetto strutture
direzione operativa
opere strutturali

Boaretto e Associati s.r.l.
sede legale
via Ospedale n. 9
30174 Venezia Mestre
C.F./P.I. 04178090272
w.boarettoeassociati.it
bo@boarettoeassociati.it
boarettoeassociati@pcert.it

progettista opere strutturali
ing. Luca Boaretto
responsabile di commessa
ing. Mattia Ongarato
collaboratori
ing. Stefania Boaretto
arch. Francesco Sambo
ing. Mattia Tessari

dir. operativo opere strutturali
ing. Luca Boaretto

codice elaborato
CVE+032 PV-TX.102-R00

gruppo elaborati

TESTI

titolo elaborato

FONDAZIONI - REL. DI CALCOLO STRUTTURE E GEOTECNICA

numero elaborato

TX.102

revisione

R00

rev	data	motivo dell'emissione	eseguito	controllato	approvato
00	16-02-2026	EMISSIONE	S.Boaretto	M.Ongarato	L.Boaretto

La proprietà del presente elaborato è tutelata a termini di legge. È vietata qualsiasi forma di riproduzione o di copia non autorizzata.

1 INDICE

1	INDICE	1
2	PREMESSA	2
3	FONDAZIONE LUNGO IL RIO – AZIONI E SCHEMI STATICI	3
3.1	SCHEMA STATICO	3
3.2	AZIONI VERTICALI FV E QPT	4
3.3	AZIONE ORIZZONTALE FO.....	4
3.4	MODELLO DI CALCOLO	7
3.5	COMBINAZIONE DI CARICO.....	7
3.6	SOLLECITAZIONI E REAZIONI VINCOLARI	7
4	FONDAZIONE LUNGO IL RIO – VERIFICHE STRUTTURALI	12
4.1	COPPIE DI UPN 120	12
4.2	PLATEA IN C.A. S=30CM.....	13
4.2.1	Verifica a flessione SLU.....	13
4.2.2	Verifica a taglio SLU	13
4.2.3	Verifiche SLE	14
4.3	TRAVE DI FONDAZIONE 30XH77CM.....	14
4.3.1	Verifica a flessione SLU.....	15
4.3.2	Verifica a taglio SLU	15
4.3.3	Verifiche SLE	16
4.4	PALI DI FONDAZIONE	17
4.4.1	Portanza geotecnica	17
4.4.2	Verifica strutturale palo di fondazione - resistenza	19
4.4.3	Verifica strutturale palo di fondazione – stabilità	20
4.5	VERIFICA FONDAZIONE ESISTENTE SU FILO E.....	21
4.5.1	Verifica tensioni su fondazione	21
4.5.2	Verifica a scorrimento interfaccia fondazione esistente-nuova.....	21
4.6	SOLETTA IN C.A. SP. 12CM.....	22
4.7	VERIFICA TRASFERIMENTO DELL’AZIONE ORIZZONTALE ALLE FONDAZIONI A ESISTENTI.....	22
5	FONDAZIONE TAMPONAMENTI	23
5.1	TRAVE DI FONDAZIONE 25XH40CM.....	23

2 PREMESSA

Sono esposte nel seguito le calcolazioni relative alle strutture portanti di fondazione ricomprese nell'intervento di messa in sicurezza del fabbricato d'ingresso del Compendio ex Umberto I a Sant'Alvise – Venezia in Fondamenta riformati del Bersaglio n. 3144.

La relazione riporta i carichi permanenti ed accidentali di verifica, descrive le ipotesi di calcolo assunte nelle operazioni di progetto e dimostra le calcolazioni condotte.

Le verifiche vengono descritte attraverso la rappresentazione degli schemi statici di calcolo e la verifica delle sezioni caratteristiche delle strutture. I disegni di tali strutture sono presentati nelle allegate tavole grafiche.

Il presente documento è da leggersi accompagnato alla **“Relazione specialistica sulle strutture”, la quale ne costituisce fondamentale premessa** ai fini della contestualizzazione e della comprensione.

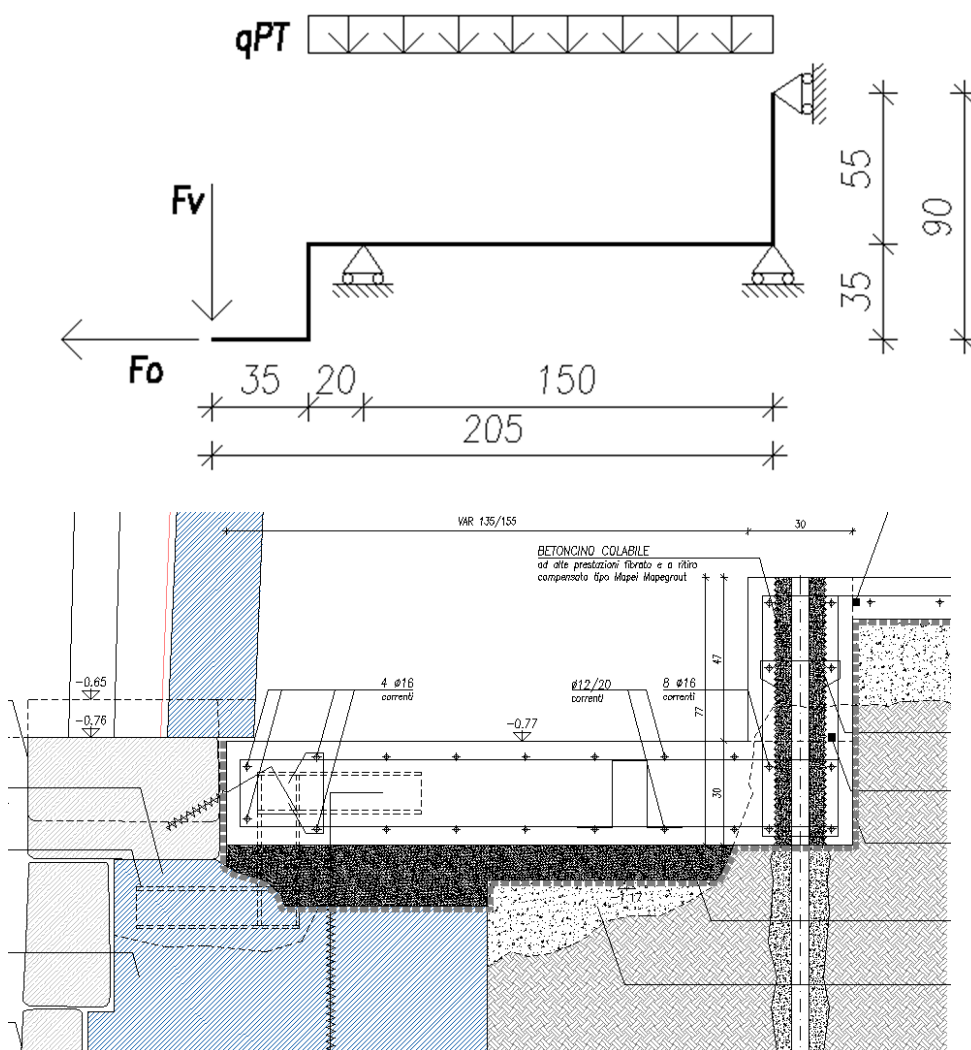
3 FONDAZIONE LUNGO IL RIO – AZIONI E SCHEMI STATICI

3.1 Schema statico

Si riporta nel seguito lo schema statico assunto per il dimensionamento della nuova porzione di fondazione lato Rio di Sant'Alvise, in corrispondenza del filo E, tra i fili 2 e 9. La nuova struttura di fondazione, costituita da un elemento in c.a. di spessore pari a 30 cm, è sostenuta dalla nuova palificata (vincolo verticale a destra), dal massiccio muro di sponda esistente (vincolo verticale a sinistra). Il vincolo alla traslazione orizzontale è offerto dalla soletta in c.a. di spessore pari a 12 cm. (vincolo orizzontale a destra). La soletta che si estende sull'intero sedime dell'edificio trasferisce l'azione orizzontale alle strutture di fondazione esistenti.

La fondazione ha il compito di sostenere:

- il carico verticale (F_v) del muro perimetrale sul filo E (contrafforti e tamponamenti);
- il carico verticale distribuito (q_{PT}) del pacchetto di pavimentazione di piano terra;
- il carico orizzontale (F_o) derivante dalla spinta del terreno a tergo del muro di sponda.



3.2 Azioni verticali Fv e qPT

Si riepilogano nel seguito i carichi verticali agenti nel tratto di fondazione considerato, calcolati per un metro lineare, derivanti del peso della parete e del carico della copertura sul filo E, oltre al carico del solaio di piano terra.

Peso pareti	b	sp	h	γ	Peso	Peso
	[m]	[m]	[m]	[kN/m3]	[kN/m]	[kN]
PPparete		0.25	5.5	21.2 *	29.15	29.15
PPringrosso arco		0.25	1	18	4.50	4.50
PPcopertina		0.55	0.35	25	4.81	4.81
PPcontrafforte	0.9	0.35	5.5	18		6.84
					totale	45.30

* il peso specifico considerato per la parete è un valore ponderato tra quello della muratura e quello della controparete interna.

La forza Fv (PP pareti) introdotta nel modello di calcolo è pertanto pari a:

Fv (PP pareti) = 45.30 kN/m

Carico copertura		
	Carico	Carico
	[kN/m2]	[kN]
Fv (g1 cop)	0.70	4.20
Fv (g2 cop)	1.15	6.90
Fv (q cop)	0.90	5.40

l =	1 m
linf =	6 m

La forza introdotta nel modello di calcolo corrispondente a ciascuna riga è pertanto pari al valore riportato nell'ultima colonna.

Carico PT (lato Rio)		
	Carico	Carico
	[kN/m2]	[kN/m]
qPT (g1)	7.50	7.50
qPT (g2)	17.10	17.10
qPT (q)	5.00	5.00

La forza introdotta nel modello di calcolo corrispondente a ciascuna riga è pertanto pari al valore riportato nell'ultima colonna.

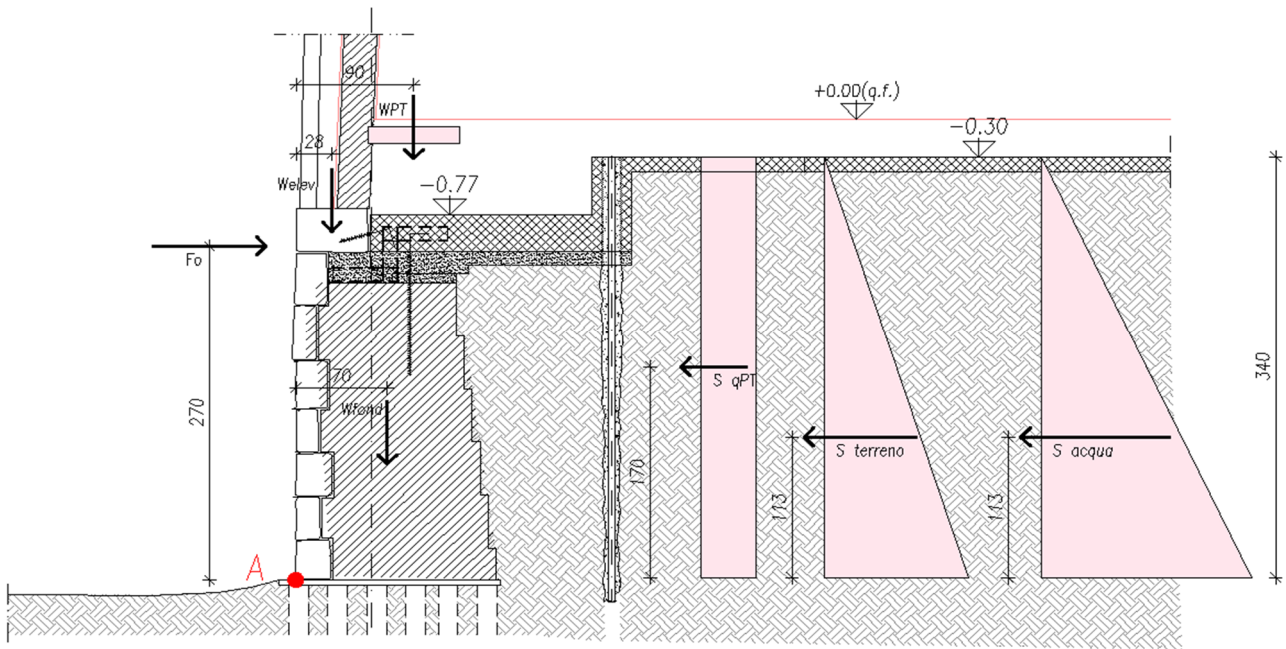
3.3 Azione orizzontale Fo

Per determinare l'azione orizzontale a cui è soggetta la nuova struttura si effettuano le seguenti assunzioni, a favore di sicurezza:

- imposta muro di sponda posizionata a -3.40 m rispetto all'estradosso della nuova soletta
- rio di Sant'Alvise privo di acqua;
- quota falda nel terreno a tergo corrispondente alla quota di estradosso della nuova soletta.

La forza orizzontale (Fo) viene determinata imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto al piede della struttura di sponda (punto A nello schema seguente, posto a -2.70 m rispetto al punto di applicazione di Fo), considerando che il muro di sponda è soggetto alle forze stabilizzanti del peso della fondazione e dei carichi in elevazione, ed alle forze instabilizzanti della pressione idrostatica, della spinta del terreno e dei sovraccarichi agenti sopra al terreno stesso, secondo l'equazione riportata di seguito:

$$M_{stab} + M_{instab} + F_o \times b = 0$$



Di seguito i dati utilizzati nelle calcolazioni. Le valutazioni sono effettuate per una larghezza unitaria.

Dati		
h _w	3.40 m	Massima altezza acqua
h _t	3.40 m	Altezza del terreno rispetto alla base dei muri
h _q	3.40 m	
γ	10.00 kN/mc	Peso specifico acqua
γ _t	10.00 kN/mc	Peso specifico del terreno immerso
φ	30.00 deg	Angolo d'attrito del terreno
g1	7.50 kN/mq	carico PT
g2	17.10 kN/mq	carico PT
q	5.00 kN/mq	sovraccarico PT
Parametri intermedi		
k _a	0.33	Coefficiente di spinta attiva

Protocollo Comune di Venezia c. l736 PG/2026/0220619 del 21/04/2026 - Pag. 7 di 24

CARICHI STABILIZZANTI (verticali)	
Wfond	
l	1.4 m
Wfond	85.68 kN/m

Welev	
Wg1	49.5 kN/m
Wg2	6.9 kN/m
Wq	5.4 kN/m

WPT	
Wg1	49.5 kN/m
Wg2	6.9 kN/m
Wq	5.4 kN/m

La forza F_o necessaria ad equilibrare il momento instabilizzante in eccesso, con braccio pari a 2.70m è determinata come segue:

La forza F_0 introdotta nel modello di calcolo è pertanto pari a:

Fo SLU = 24.15 kN/m

3.4 Modello di calcolo

Per determinare le sollecitazioni agenti sugli elementi di fondazione è stato utilizzato un modello ad elementi beam di larghezza unitaria, di cui si riporta una immagine in basso.



3.5 Combinazione di carico

Le combinazioni di carico usate nel modello per massimizzare le sollecitazioni sulle strutture sono le seguenti.

CASES	1	2	3	4
	SLU vert da contraff	SLU vert	SLU vert max traz palo	SLU vert max compres palo
1: Fv (PP pareti) [Freedom Case 1]	1.3	1.3	1.3	0.9
2: Fv (g1 cop) [Freedom Case 1]	1.3	1.3	1.3	0.9
3: Fv (g2 cop) [Freedom Case 1]	1.5	1.5	1.5	0.8
4: Fv (q cop) [Freedom Case 1]	1.5	1.5	1.5	0.0
5: qPT (q1) [Freedom Case 1]	0.0	1.3	0.9	1.3
6: qPT (q2) [Freedom Case 1]	0.0	1.5	0.8	1.5
7: qPT (q) [Freedom Case 1]	0.0	1.5	0.0	1.5
8: Fo [Freedom Case 1]	0.0	0.0	0.0	1.0

3.6 Sollecitazioni e reazioni vincolari

Si riportano nel seguito i diagrammi di momento, taglio e sforzo normale per la combinazione di carico che li massimizza.

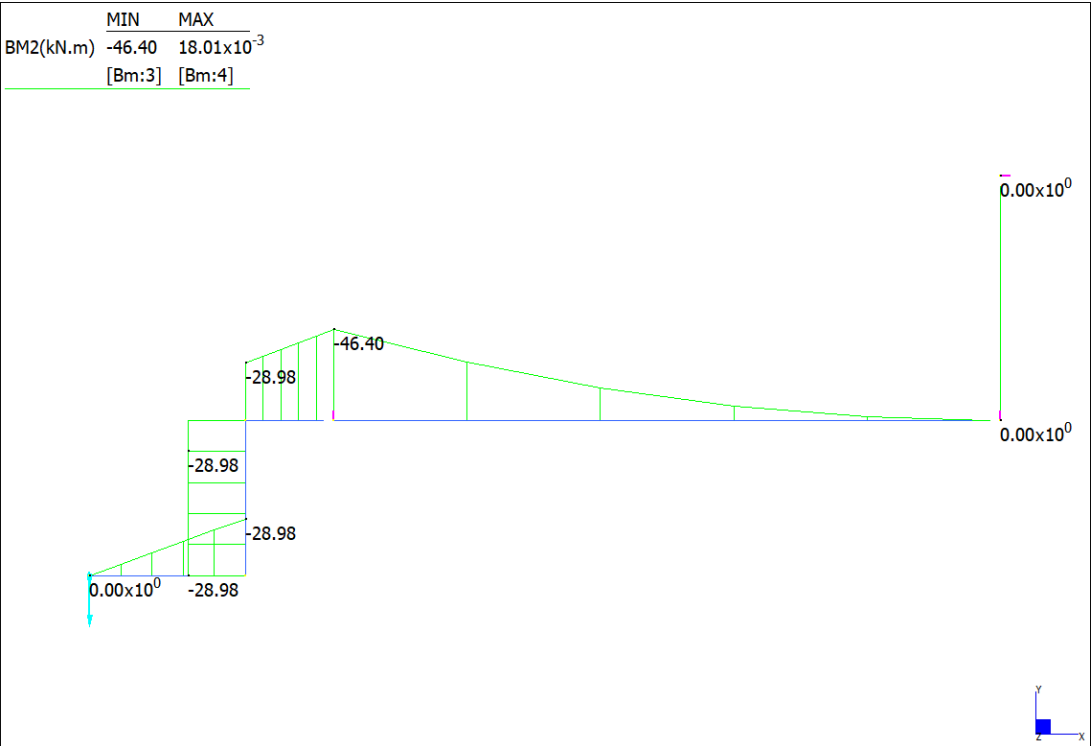


Diagramma momento (combinazione “SLU vert”)

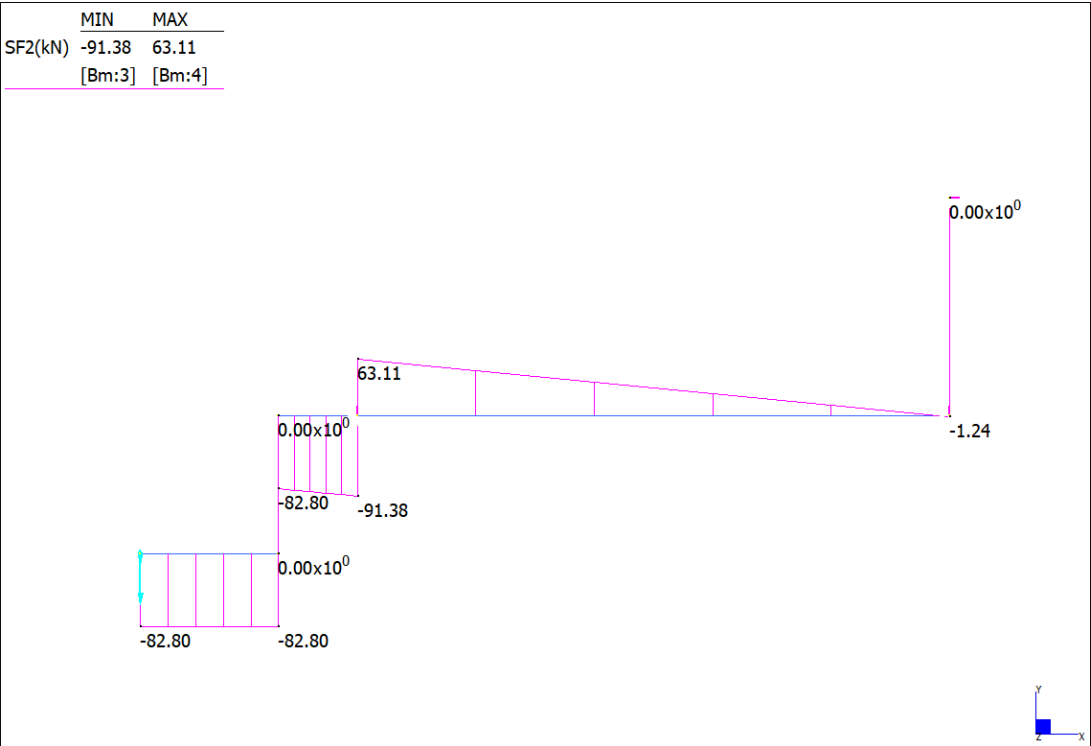


Diagramma taglio (combinazione “SLU vert”)

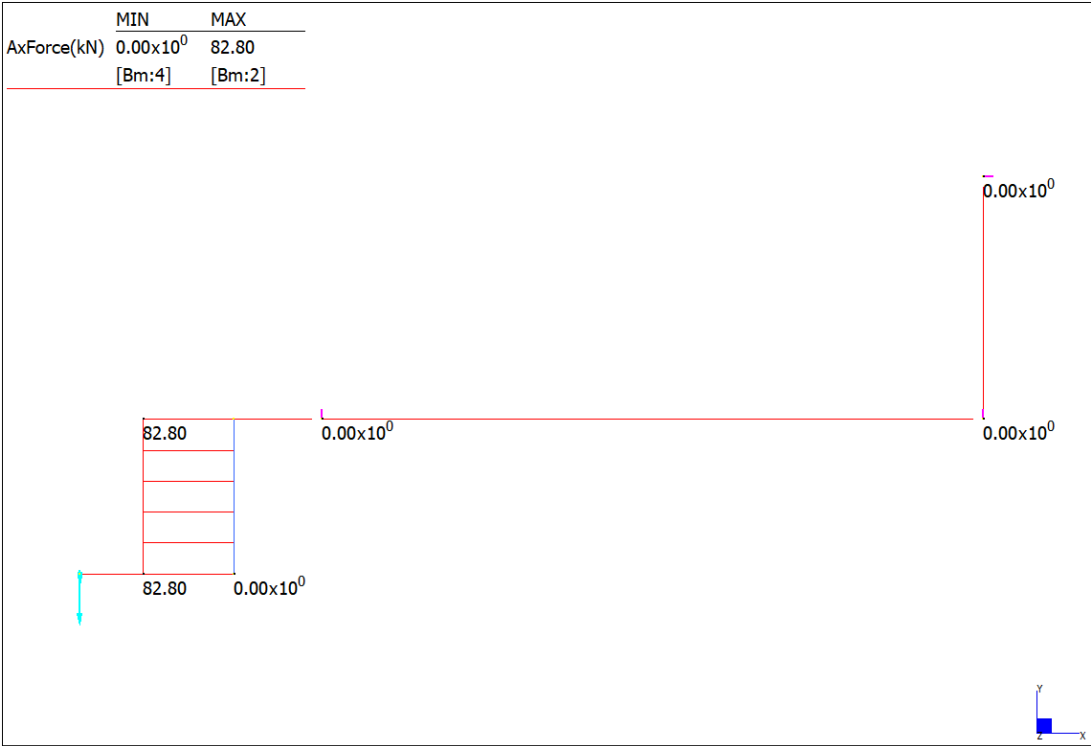


Diagramma sforzo normale (combinazione "SLU vert")

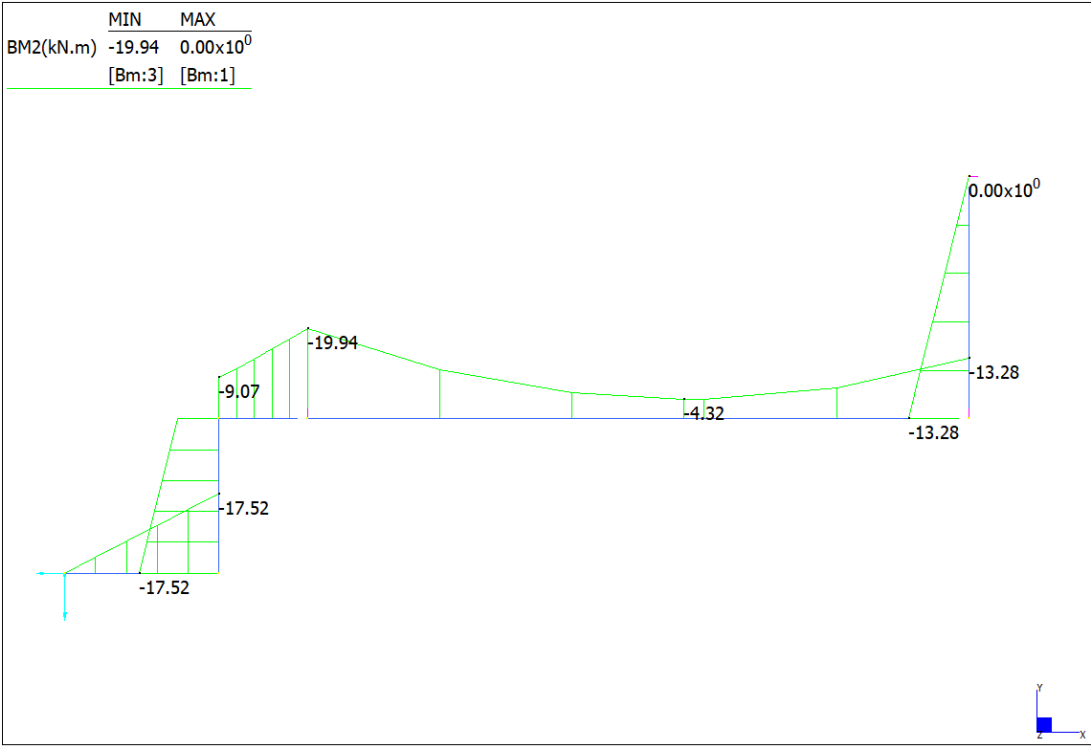


Diagramma momento (combinazione "SLU vert max compres palo")

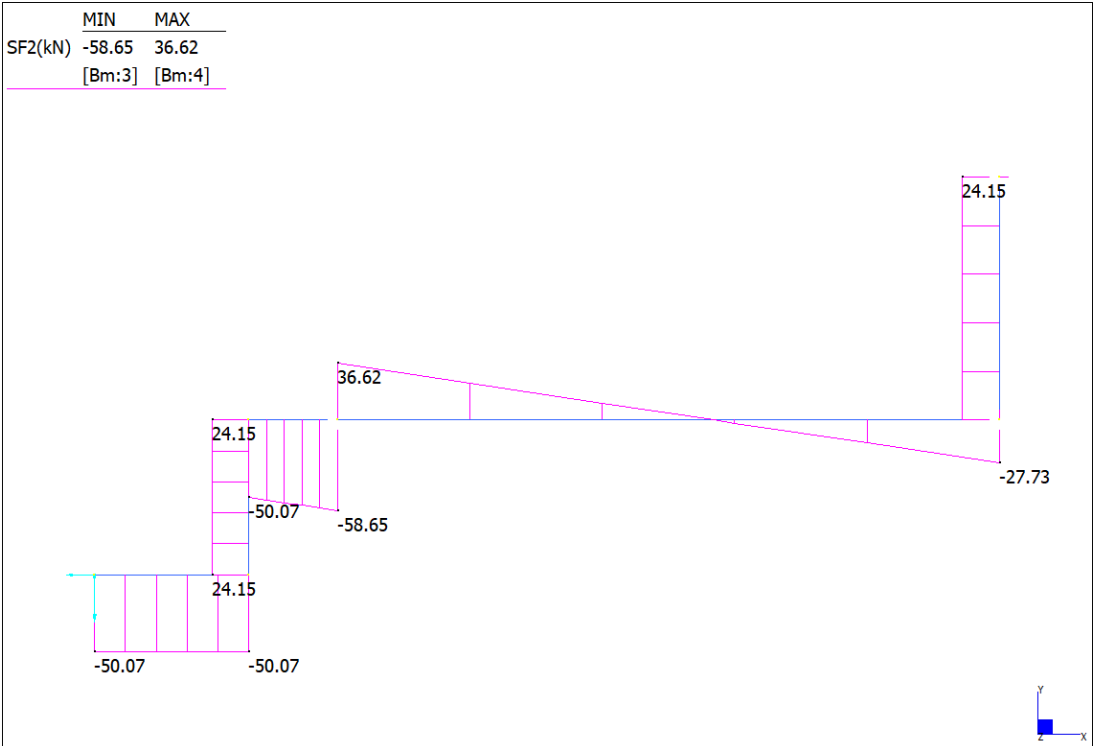
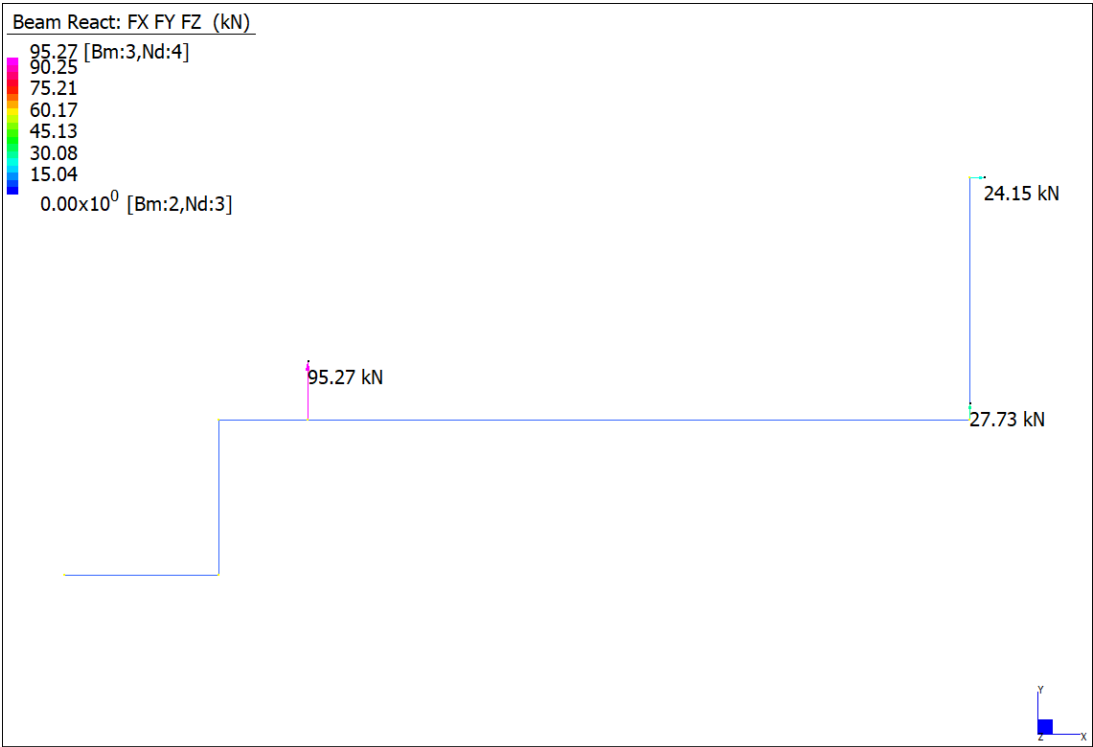
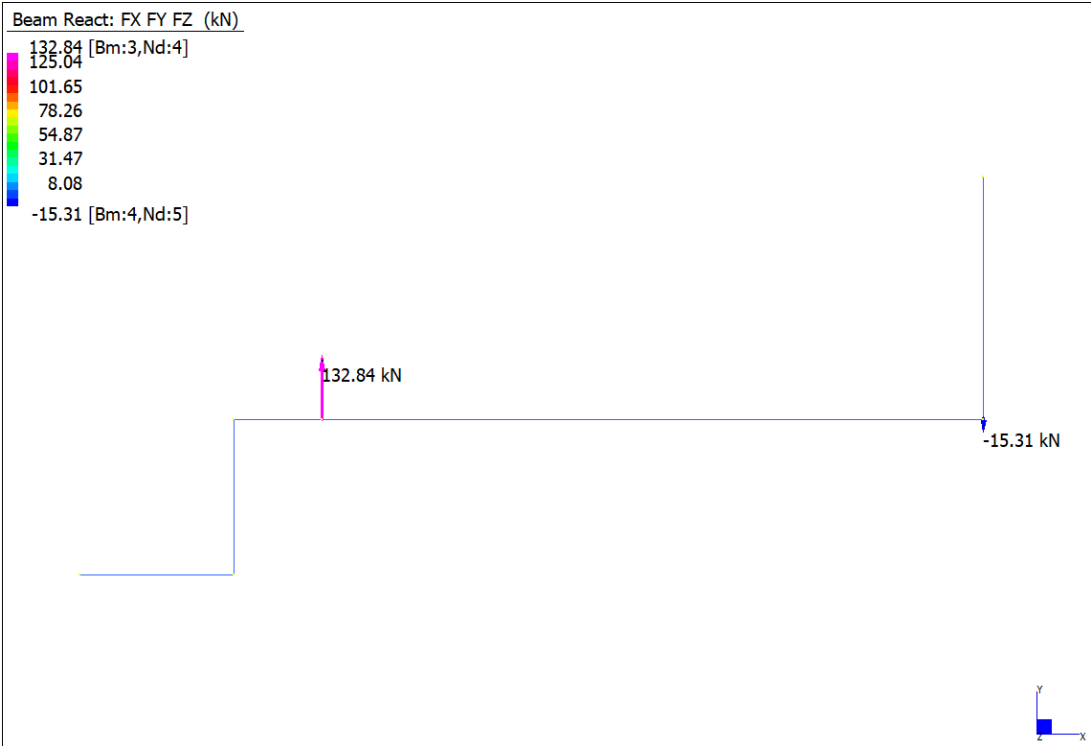


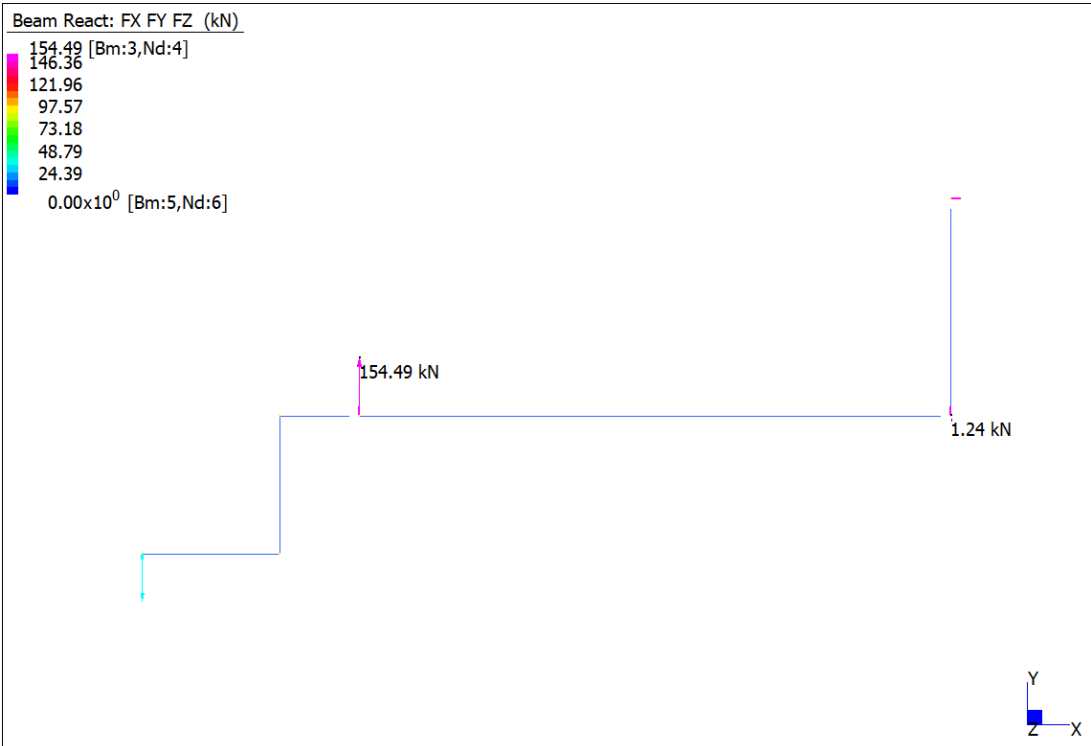
Diagramma taglio (combinazione “SLU vert max compres palo”)



Reazioni: massima compressione pali (combinazione “SLU vert max compres palo”)



Reazioni: massima trazione pali (combinazione “SLU vert max traz palo”)



Reazioni: massima compressione filo E (combinazione “SLU vert”)

4 FONDAZIONE LUNGO IL RIO – VERIFICHE STRUTTURALI

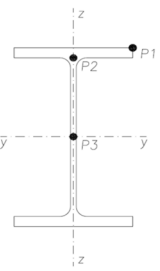
4.1 COPPIE DI UPN 120

Le UPN 120 sono disposte a coppie e a interasse di 80cm; le sollecitazioni massime agenti su una singola UPN 120, con riferimento ai diagrammi di sollecitazione riportati al paragrafo precedente, sono quindi le seguenti:

$$MSd = (28.98 \text{ kNm/m} \cdot 0.80 \text{ m}) / 2 = 11.59 \text{ kNm}$$

$$VSd = NSd = (82.80 \text{ kN/m} \cdot 0.80 \text{ m}) / 2 = 33.12 \text{ kN}$$

Si riportano le verifiche di resistenza.

PROFILO ADOTTATO	UPN 120	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	120 mm Altezza della sezione
	b =	55 mm Larghezza delle flange
	t _w =	7.0 mm Spessore dell'anima
	t _f =	9.0 mm Spessore delle flange
	A =	1.70E+03 mm ² Area della sezione
	W _y =	6.07E+04 mm ³ Modulo resistente asse forte
	W _z =	1.11E+04 mm ³ Modulo resistente asse debole
	S _y =	3.64E+04 mm ³ Momento statico asse forte di mezza sez.
	J _y =	3.64E+06 mm ⁴ Momento d'inerzia nel piano forte
	J _z =	4.31E+05 mm ⁴ Momento d'inerzia nel piano debole
	J _T =	3.84E+04 mm ⁴ Momento di inerzia torsionale
	J _o =	7.69E+08 mm ⁶ Momento di inerzia torsionale secondaria
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa Modulo elastico
	ν =	0.3 Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa Modulo di elasticità trasversale
	f _{y,k} =	275 MPa Resistenza caratteristica
	γ _M =	1.05 Coefficiente di sicurezza del materiale
	f _{y,d} =	262 MPa Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N _{Ed} =	33.12 kN Sforzo assiale di calcolo
	M _{y,Ed} =	11.59 kNm Momento flettente nel piano forte
	M _{z,Ed} =	0.00 kNm Momento flettente nel piano debole
	V _{y,Ed} =	0.00 kN Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V _{z,Ed} =	0.00 kN Sforzo di taglio parallelo all'anima
	VERIFICA DI RESISTENZA - P1	
	σ _{N,Ed} =	19.48 MPa Tensione normale dovuta a N
	σ _{M_y,Ed} =	190.94 MPa Tensione normale dovuta a M _y
	σ _{M_z,Ed} =	0.00 MPa Tensione normale dovuta a M _z
	τ _{V_y,Ed} =	0.00 MPa Tensione tangenziale dovuta a V _y
	τ _{V_z,Ed} =	0.00 MPa Tensione tangenziale dovuta a V _z
	σ _{id,Ed} =	210.42 MPa Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.4	0.80 VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2	
	σ _{N,Ed} =	19.48 MPa Tensione normale dovuta a N
	σ _{M_y,Ed} =	162.39 MPa Tensione normale dovuta a M _y
	σ _{M_z,Ed} =	0.00 MPa Tensione normale dovuta a M _z
	τ _{V_y,Ed} =	0.00 MPa Tensione tangenziale dovuta a V _y
	τ _{V_z,Ed} =	0.00 MPa Tensione tangenziale dovuta a V _z
	σ _{id,Ed} =	181.87 MPa Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.4	0.69 VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3	
	σ _{N,Ed} =	19.48 MPa Tensione normale dovuta a N
	σ _{M_y,Ed} =	0.00 MPa Tensione normale dovuta a M _y
	σ _{M_z,Ed} =	0.00 MPa Tensione normale dovuta a M _z
	τ _{V_y,Ed} =	0.00 MPa Tensione tangenziale dovuta a V _y
	τ _{V_z,Ed} =	0.00 MPa Tensione tangenziale dovuta a V _z
	σ _{id,Ed} =	19.48 MPa Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.4	0.07 VERIFICATO

Le verifiche sono soddisfatte.

4.2 Platea in c.a. s=30cm

Le sollecitazioni massime agenti a metro sulla paltea in c.a. di spessore 30cm, con riferimento ai diagrammi di sollecitazione riportati al paragrafo relativo, sono le seguenti:

$$MSd = 46.40 \text{ kNm/m}$$

$$VSd = 91.38 \text{ kN/m}$$

Tali sollecitazioni sono superiori a quelle agenti nel piano debole della trave di fondazione di dimensioni 30xh77cm, avente stessa armatura resistente della platea in c.a. in quel piano.

Si riportano pertanto nel seguito le verifiche a flessione e a taglio dell'elemento più sollecitato (platea), armata con barre superiori e inferiori $\phi 12$ a passo 20 cm in entrambe le direzioni.

4.2.1 VERIFICA A FLESSIONE SLU

Si riporta il calcolo del momento resistente.

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2018), a title bar, and a main workspace. The workspace is divided into several panels:

- Materiali:** Lists materials B450C and C35/45 with their respective properties (e.g., E_s , f_{yd} , E_c , f_{cd} , $\sigma_{s,adm}$, τ_{c1}).
- Sezione:** Shows section data (N°, b [cm], h [cm], N°, A_s [cm²], d [cm]) and a diagram of the section.
- Sollecitazioni:** Displays applied loads (N, M) and their components (x, y) in kN and kNm.
- Calcolo:** Shows the calculation method (Metodo di calcolo) and the type of flexion (Tipo flessione).
- Risultati:** Displays the calculated moment $M_{Rd} = 61.25 \text{ kNm}$ and other parameters like σ_c , σ_s , ϵ_s , ϵ_c , δ .

$$M_{Rd} = 61.25 \text{ kNm/m} > 46.40 \text{ kNm/m} = M_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

4.2.2 VERIFICA A TAGLIO SLU

Si riporta il calcolo del taglio resistente.

VERIFICA A TAGLIO AGLI S.L.U. (D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5.1)		
Caratteristiche del Calcestruzzo	$R_{ck} =$	45 MPa
	$f_{ck} =$	35 MPa
	$f_{ctm} =$	3.21 MPa
	$f_{ctk} =$	2.25 MPa
	$\gamma_c =$	1.50
	$f_{ctd} =$	19.83 MPa
	$f_{ctd} =$	1.50 MPa
Caratteristiche dell'Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450 MPa
	$\gamma_s =$	1.15 MPa
	$f_{yd} =$	391 MPa
Dimensioni della sezione	$b_w =$	1000 mm
	$h =$	300 mm
Copriferro	$c =$	40 mm
Altezza utile della sezione	$d =$	254 mm
Barre longitudinali opportunamente ancorate al di là dell'ipotetica fessura per taglio - barre tese sulla sezione	$\phi_{l1} =$	12 mm
	$n_1 =$	5
	$\phi_{l2} =$	0 mm
	$n_2 =$	0
	$A_{sf} =$	565 mm ²
Staffe trasversali a 90°	$n_{bracci} =$	0
	$\text{passo} =$	0 mm
	$\phi_s =$	0 mm
	$A_{sw} =$	0 mm ²
Barre piegate a 45°	$n_{braccia} =$	0
	$\text{passo} =$	0 mm
	$\phi_s =$	0 mm
	$A_{sw} =$	0 mm ²
Parametri intermedi	$k =$	1.89
	$\rho_l =$	2.23E-03
	$N_{Ed} =$	0 kN
	$\sigma_{cp} =$	0.000 MPa
	$v_{min} =$	0.54 MPa
	$\alpha_c =$	1
	$f'_{ctd} =$	9.92 MPa
	$\alpha =$	0.00 rad
	$\theta =$	0.38 rad
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI		
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Rd} =$	136.37 kN

$$V_{Rd} = 136.37 \text{ kN/m} > 91.38 \text{ kN/m} = V_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

4.2.3 VERIFICHE SLE

La superficie della platea che potrebbe essere interessata dalla formazione delle fessure è quella non esposta (estradosso), in quanto protetta dal pacchetto di pavimentazione soprastante. Per questo, unitamente che al fatto che le verifiche allo SLU risultano soddisfatte con un certo margine, si ritiene che non ci sia rischio di durabilità per la struttura.

4.3 Trave di fondazione 30xh77cm

Si riportano nel seguito le verifiche a flessione e a taglio della trave (asse forte) disposta in corrispondenza dei pali, armata con 2+2Ø16 superiori e 2+2Ø16 inferiori e staffe Ø12 a 2 bracci a passo 20cm. Lo schema considerato è di trave su più appoggi con luce pari a 3 m, sollecitata da carico distribuito. Cautelativamente, nel calcolo del carico agente, oltre alla sollecitazione massima di compressione sull'allineamento dei pali derivante dal modello, è stata considerata anche una fascia di carico pari a 1.5m derivante dal solaio di piano terra insistente sulla soletta di spessore 12cm.

$$q_{SLU} = 27.73 \text{ kN/m} + 1.5 \text{ m} * (3 \text{ kN/mq} * 1.3 + (7.7 + 5) \text{ kN/mq} * 1.5) = 62.16 \text{ kN/m}$$

I	3 m
MSd	56.40 kNm
VSd	112.80 kN

4.3.1 VERIFICA A FLESSIONE SLU

Si riporta il calcolo del momento resistente.

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	77

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4.02	5
2	4.02	20
3	4.02	57
4	4.02	72

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C35/45
ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 19.83
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 217.4 kN m
σ_c -19.83 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 29.13 ‰
d 72 cm
x 7.724 x/d 0.1073
δ 0.7

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

$$M_{Rd} = 217.4 \text{ kNm} > 56.40 \text{ kNm} = M_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

4.3.2 VERIFICA A TAGLIO SLU

Si riporta il calcolo del taglio resistente.

VERIFICA A TAGLIO AGLI S.L.U. (D.M. 17/01/2018 § 4.1.2.3.5.1)		
Caratteristiche del Calcestruzzo	$R_{ck} =$	45 MPa
	$f_{ck} =$	35 MPa
	$f_{ctm} =$	3.21 MPa
	$f_{ctk} =$	2.25 MPa
	$\gamma_c =$	1.50
	$f_{ctd} =$	19.83 MPa
	$f_{ctd} =$	1.50 MPa
Caratteristiche dell'Acciaio B450C	$f_{yk} =$	450 MPa
	$\gamma_s =$	1.15 MPa
	$f_{yd} =$	391 MPa
Dimensioni della sezione	$b_w =$	300 mm
	$h =$	770 mm
Copriferro	$c =$	40 mm
Altezza utile della sezione	$d =$	722 mm
Barre longitudinali opportunamente ancorate al di là dell'ipotetica fessura per taglio - barre tese sulla sezione	$\phi_{l1} =$	16 mm
	$n_1 =$	4
	$\phi_{l2} =$	0 mm
	$n_2 =$	0
	$A_s =$	804 mm ²
Staffe trasversali a 90°	$n_{bracci} =$	2
	$\text{passo} =$	200 mm
	$\phi_s =$	12 mm
	$A_{sw} =$	226 mm ²
Barre piegate a 45°	$n_{braccia} =$	0
	$\text{passo} =$	0 mm
	$\phi_s =$	0 mm
	$A_{sw} =$	0 mm ²
Parametri intermedi	$k =$	1.53
	$\rho_l =$	3.71E-03
	$N_{Ed} =$	0 kN
	$\sigma_{cp} =$	0.000 MPa
	$v_{min} =$	0.39 MPa
	$\alpha_c =$	1
	$f'_{ctd} =$	9.92 MPa
	$\alpha =$	1.57 rad
	$\theta =$	0.38 rad
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI		
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Rd} =$	93.27 kN
ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO		
Verifica del conglomerato	$V_{Rcd} =$	666.57 kN
Verifica dell'armatura trasversale d'anima	$V_{Rsd} =$	718.62 kN
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Rd} =$	666.57 kN

$$V_{Rd} = 668.42 \text{ kN} > 112.80 \text{ kN} = V_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

4.3.3 VERIFICHE SLE

La superficie della trave che potrebbe essere interessata dalla formazione delle fessure è quella non esposta (lato sinistro), in quanto protetta dal pacchetto di pavimentazione adiacente. Per questo, unitamente che al fatto che le verifiche allo SLU risultano soddisfatte con un certo margine, si ritiene che non ci sia rischio di durabilità per la struttura.

4.4 Pali di fondazione

Si prevede di disporre pali autoperforanti tipo TITAN $\phi 52/26$ con passo massimo pari a 3 m in corrispondenza della trave di fondazione in c.a. alta 77cm. Cautelativamente nel calcolo della sollecitazione massima di compressione sul singolo palo, con larghezza di influenza massima pari a 3m, è stata considerata anche una fascia di carico pari a 1.5m derivante dal solaio di piano terra insistente sulla soletta di spessore 12cm:

$$NSd,c = -(27.73 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} + 1.5 \text{ m} \cdot (3 \text{ kN/mq} \cdot 1.3 + (7.7+5) \text{ kN/mq} \cdot 1.5) \cdot 3 \text{ m}) = -186.47 \text{ kN}$$

La sollecitazione massima di trazione su un palo, con larghezza di influenza pari a 3m, è pari a:

$$NSd,t = 15.31 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = 45.93 \text{ kN}$$

4.4.1 PORTANZA GEOTECNICA

Si riporta nel seguito il calcolo della portanza a compressione e a trazione dei pali $L=15.30\text{m}$ per la stratigrafia rilevata dalle prove geologiche, alle quali si rimanda per una più esaustiva trattazione. Prudenzialmente si considera che il palo cominci a portare dalla profondità di -2m.

DETERMINAZIONE RESISTENZE GEOTECNICHE RIFERITE ALLA VERTICALE INDAGATA DENOMINATA -->																								CPTU 1															
RESISTENZA LATERALE																				LATERALE (compressione)			LATERALE (trazione)																
Strato	Terreno									Palo		Terreni granulari				Terreni Coesivi				Rl= Rli+Rlc [kN]	YR s (appr.2) (R3)	Rsd [kN]	%	YR st (appr. 2) (R3)	Rstd [kN]	%													
	Falda	Tipo terreno	da [m]	a [m]	sp. strato [m]	prof. media [m]	Ysat [kN/mc]	Y' [kN/mc]	σ'vi [kN/mq] a prof. media	Ø [m]	A lat [mq]	φ'	K	Rlg [kN]	cu [kPa]	α	Rlc [kN]																						
0	asciutto	riporto	-0.3	-1	0.7	-0.65	19	19	6.7	0	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0	1.15	0	0%	1.25	0	0%															
1	immerso	riporto	-1	-2	1	-1.5	19	9.2	17.9	0.17	0.53	0	0	0	0	0.00	0	0	1.15	0	0%	1.25	0	0%															
2	immerso	incoerente	-2	-2.6	0.6	-2.3	19	9.2	25.3	0.17	0.32	26	0.8	3	0	0.00	0	3	1.15	3	1%	1.25	3	1%															
3	immerso	incoerente	-2.6	-3.7	1.1	-3.15	19	9.2	33.1	0.17	0.59	33	1	13	0	0.00	0	13	1.15	11	3%	1.25	10	3%															
4	immerso	coesivo	-3.7	-6.8	3.1	-5.25	19	9.2	52.4	0.17	1.65	0	0	0	19	1.00	31	31	1.15	27	7%	1.25	25	8%															
5	immerso	coesivo	-6.8	-8.4	1.6	-7.6	19	9.2	74.0	0.17	0.85	0	0	0	160	0.50	68	68	1.15	59	16%	1.25	55	18%															
6	immerso	incoerente	-8.4	-9.5	1.1	-8.95	19	9.2	86.4	0.17	0.59	36	1	37	0	0.00	0	37	1.15	32	9%	1.25	30	10%															
7	immerso	coesivo	-9.5	-10.6	1.1	-10.05	19	9.2	96.6	0.17	0.59	0	0	0	34	0.90	18	18	1.15	16	4%	1.25	14	5%															
8	immerso	incoerente	-10.6	-12	1.4	-11.3	19	9.2	108.1	0.17	0.75	35	1	57	0	0.00	0	57	1.15	49	13%	1.25	45	15%															
9	immerso	coesivo	-12	-13	1	-12.5	19	9.2	119.1	0.17	0.53	0	0	0	42	0.81	18	18	1.15	16	4%	1.25	15	5%															
10	immerso	incoerente	-13	-15.3	2.3	-14.15	19	9.2	134.3	0.17	1.23	39	1	134	0	0.00	0	134	1.15	116	31%	1.25	107	35%															
																			R _l =	379																			
																			R _{sd} =	329	88%																		
																			R _{std} =	303	31%																		
RESISTENZA DI BASE																				BASE (compressione)																			
Strato	Terreno									Palo		Terreni granulari								YR b (appr 2) (R3)	Rbd [kN]	%																	
	Falda	Tipo terreno	da [m]	a [m]	prof. punta (m)	Ysat [kN/mc]	Y' [kN/mc]	σ'vi [kN/mq] a prof. punta	Ø [m]	A base [mq]	φ ₁	φ' modif.	Nq*				Rb [kN]																						
10	immerso	incoerente	-13	-15.3	2.3	19	9.2	144.9	0.17	0.023	39	36	18.50				60.80				1.30	46.77	12%																
																			R _b =	61																			
																			R _{bd} =	47																			
																				TOTALE (compressione)			TOTALE (trazione)																
																					[kN]																		
																				R _{c,cal} =	376																		
																				R _{t,cal} =	303																		

DETERMINAZIONE RESISTENZE GEOTECNICHE RIFERITE ALLA VERTICALE INDAGATA DENOMINATA -->																						CPTU 2					
RESISTENZA LATERALE																		LATERALE (compressione)			LATERALE (trazione)						
Strato	Terreno									Palo		Terreni granulari		Terreni Coesivi				RI= RII+RIc [kN]	YR s (appr.2) (R3)	Rsd [kN]	%	YR st (appr. 2) (R3)	Rstd [kN]				
	Falda	Tipo terreno	da [m]	a [m]	sp. strato [m]	prof. media [m]	Ysat [kN/mc]	Y' [kN/mc]	σ'vi [kN/mq] a prof. media	Ø [m]	A lat [mq]	φ'	K	Rlg [kN]	cu [kPa]	α	Rlc [kN]										
0	asciutto	riporto	-0.3	-1	0.7	-0.65	19	19	6.7	0	0.00	0	0	0	0	0.00	0	0	1.15	0	0%	1.25	0	0%			
1	immerso	riporto	-1	-2	1	-1.5	19	9.2	17.9	0.17	0.53	0	0	0	0	0.00	0	0	1.15	0	0%	1.25	0	0%			
2	immerso	coesivo	-2	-2.8	0.8	-2.4	19	9.2	26.2	0.17	0.43	0	0	0	36	0.88	14	14	1.15	12	3%	1.25	11	4%			
3	immerso	incoerente	-2.8	-4.1	1.3	-3.45	19	9.2	35.8	0.17	0.69	30	1	14	0	0.00	0	14	1.15	12	4%	1.25	11	4%			
4	immerso	coesivo	-4.1	-6.85	2.75	-5.475	19	9.2	54.5	0.17	1.47	0	0	0	22	1.00	32	32	1.15	28	8%	1.25	26	9%			
5	immerso	incoerente	-6.85	-8.2	1.35	-7.525	19	9.2	73.3	0.17	0.72	31	1	32	0	0.00	0	32	1.15	28	8%	1.25	25	9%			
6	immerso	incoerente	-8.2	-9.4	1.2	-8.8	19	9.2	85.1	0.17	0.64	34	1	37	0	0.00	0	37	1.15	32	9%	1.25	29	11%			
7	immerso	coesivo	-9.4	-10.2	0.8	-9.8	19	9.2	94.3	0.17	0.43	0	0	0	43	0.80	15	15	1.15	13	4%	1.25	12	4%			
8	immerso	incoerente	-10.2	-11.7	1.5	-10.95	19	9.2	104.8	0.17	0.80	32	1	52	0	0.00	0	52	1.15	46	13%	1.25	42	15%			
9	immerso	coesivo	-11.7	-13.2	1.5	-12.45	19	9.2	118.6	0.17	0.80	0	0	0	58	0.64	30	30	1.15	26	8%	1.25	24	9%			
10	immerso	incoerente	-13.2	-15.3	2.1	-14.25	19	9.2	135.2	0.17	1.12	38	1	118	0	0.00	0	118	1.15	103	30%	1.25	95	34%			
																			R _I =	344							
																			R _{sd} =	299	87%	R _{std} =	275	27%			
RESISTENZA DI BASE																		BASE (compressione)									
Strato	Terreno								Palo		Terreni granulari							YR b (appr 2) (R3)	Rbd [kN]	%							
	Falda	Tipo terreno	da [m]	a [m]	prof. punta (m)	Ysat [kN/mc]	Y' [kN/mc]	σ'vi [kN/mq] a prof. punta	Ø [m]	A base [mq]	φ _i '	φ' modif.	Nq*				Rb [kN]										
10	immerso	incoerente	-13.2	-15.3	2.1	19	9.2	144.9	0.17	0.023	38	35	17.00				55.87	1.30	42.98	13%							
																			R _b =	56		R _{bd} =	43				
																		TOTALE (compressione)			TOTALE (trazione)						
																		[kN]		[kN]							
																		R _{c,cal} =		342				R _{t,cal} =		275	

RESISTENZA GEOTECNICA PALI DI FONDAZIONE TIPO TITAN																				
PARAMETRI DI PROGETTO					DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA GEOTECNICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO															
Caratteristiche palo TITAN					COMPRESSIONE					TRAZIONE										
Lunghezza palo		L _p =		15.3 m	Resistenza per ciascuna verticale indagata					Resistenza per ciascuna verticale indagata										
Diametro punta di perforazione		D _{perf} =		0.13 m	CPTU 1		R _{c,cal 1} =		376 kN	CPTU 1		R _{t,cal 1} =		303 kN						
Diametro medio reso		D _{m,reso} =		0.17 m	CPTU 2		R _{c,cal 2} =		342 kN	CPTU 2		R _{c,cal 2} =		275 kN						
Quota testa palo rispetto p.c.		Q.ta _{testa} =		0.0 m																
Profondità falda rispetto p.c.		P _{falda} =		-1.0 m																
Quota punta palo rispetto p.c.		Q.ta _{punta} =		-15.3 m																
Peso palo caratt. nel terreno		P _{pk} =		5.6 kN																
Coeff. Sicurezza Azioni																				
γ _{G1} - permanente - favorevole		γ _{G1,fav} =		1																
γ _{G1} - permanente - sfavorevole		γ _{G1,sfav} =		1.3																
Coeff. Sicurezza Resistenze																				
Resistenza laterale - compressione		γ _{R,s} =		1.15	Resistenza media					R _{c,cal media}		359 kN	Resistenza media		R _{t,cal media}		289 kN			
Resistenza laterale - trazione		γ _{R,st} =		1.25	Resistenza minima					R _{c,cal min}		342 kN	Resistenza minima		R _{t,cal min}		275 kN			
Resistenza di base		γ _{R,b} =		1.3	Resistenza A COMPRESSIONE										Resistenza A TRAZIONE					
					al lordo del peso del palo					R _{c,d(lordo)} =		218 kN	al lordo del peso del palo					R _{t,d(lordo)} =		175 kN
					Peso palo (SLU-compressione)					P _{palo comp} =		7 kN	Peso palo (SLU-trazione)					P _{palo comp} =		6 kN
Coefficienti di correlazione																				
Nr. verticali indagate				2	Resistenza A COMPRESSIONE										Resistenza A TRAZIONE					
Correlazione resistenze medie		ξ ₃ =		1.65	al netto del peso del palo					R _{c,d(netto)} =		210 kN	al netto del peso del palo					R _{t,d(netto)} =		181 kN
Correlazione resistenze minime		ξ ₄ =		1.55																

La portata del palo a compressione è pari a:

$$N_{Sd,c} = 186.47 \text{ kN} < 210 \text{ kN} = R_{c,d}$$

La verifica è soddisfatta.

La portata del palo a trazione è pari a:

$$N_{Sd,t} = 45.93 \text{ kN} < 181 \text{ kN} = R_{t,d}$$

La verifica è soddisfatta.

4.4.2 VERIFICA STRUTTURALE PALO DI FONDAZIONE - RESISTENZA

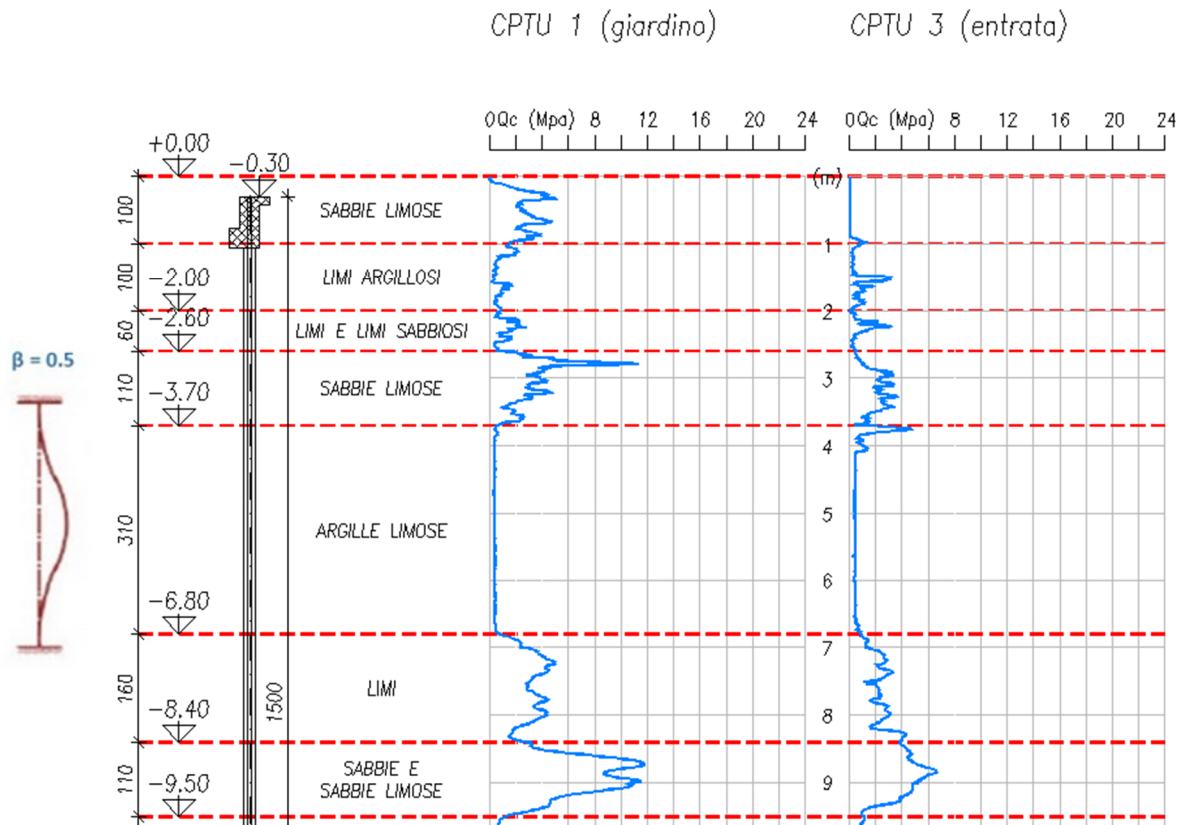
Si riporta nel seguito la verifica di resistenza considerando a favore di sicurezza che il carico massimo sia sostenuto dalla sola barra autoperforante interna al palo, avente diametro esterno pari a 52 mm e spessore pari a 13 mm.

PROFILO ADOTTATO		fi52x13	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	d =	52.0 mm	Dimensione della sezione
	t =	13.0 mm	Spessore
	A =	1592.8 mm ²	Area della sezione
	W =	1.29E+04 mm ³	Modulo resistente
	S =	1.03E+04 mm ³	Momento statico di mezza sez.
	J =	3.36E+05 mm ⁴	Momento d'inerzia
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f _{y,k} =	460 MPa	Resistenza caratteristica
	γ _M =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f _{y,d} =	438 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N _{Ed} =	188.00 kN	Sforzo assiale di calcolo
	M _{Ed} =	0.00 kNm	Momento flettente
	V _{Ed} =	0.00 kN	Sforzo di taglio
VERIFICHE	VERIFICA DI RESISTENZA - fibra più esterna		
	σ _{N,Ed} =	118.03 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ _{M,Ed} =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M
	τ _{V,Ed} =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V
	σ _{id,Ed} =	118.03 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.27	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - fibra baricentrica		
	σ _{N,Ed} =	118.03 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ _{M,Ed} =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M
	τ _{V,Ed} =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V
	σ _{id,Ed} =	118.03 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.27	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

4.4.3 VERIFICA STRUTTURALE PALO DI FONDAZIONE – STABILITÀ

Si assume a favore di sicurezza che l’armatura del palo possa instabilizzarsi all'interno dello strato poco consistente compreso tra -3.70 m e - 6.80m. Si assume che il terreno soprastante e sottostante riesca ad incastrare il palo, come schematizzato nel seguito.



Si riporta nel seguito la verifica di stabilità del profilo, con la forza di compressione massima.

PROFILO ADOTTATO		fi52x13	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	A _{sez} =	1.59E+03 mm ²	Area della sezione
	W =	1.29E+04 mm ³	Modulo resistente
	J =	3.36E+05 mm ⁴	Momento d'inerzia
CARATT. GEOM. MEMBRATURA	l ₀ =	1750 mm	lunghezza libera d'inflessione
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f _{y,k} =	460 MPa	Resistenza caratteristica
	γ _M =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f _{y,d} =	438 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N _{Ed} =	186.47 kN	Forza di compressione di calcolo
	M _{Ed,max} =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo massimo
	M _{Ed,min} =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo minimo
	M _{Ed,m} =	0.00 kNm	Momento medio
	Sì		Momento flettente variabile linearmente tra valori di estremità e asta vincolata agli estremi
	M _{eq,Ed} =	0.00 kNm	Momento equivalente di calcolo
PARAMETRI DI SNELLEZZA FLESSIONALE	N _{cr} =	227.72 kN	carico critico euleriano
	α =	0.13	fattore di imperfezione
	λ̄ =	1.79	snellezza flessionale adimensionale
	Φ =	2.21	parametro di calcolo
	χ _{min} =	0.29	fattore di instabilità flessionale
VERIFICA DI STABILITÀ FLESSIONALE (METODO A)	N _{b,Rd} =	198.95 kN	Sforzo normale resistente di progetto
	M _{b,Rd} =	1.03 kNm	Momento resistente di progetto
	N _{Ed} / N _{b,Rd} =	0.94	Rapporto di resistenza a compressione
	M _{Ed} / M _{b,Rd} =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione
	VERIFICA C4.2.32	0.94	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

4.5 Verifica fondazione esistente su filo E

4.5.1 VERIFICA TENSIONI SU FONDAZIONE

Si riporta nel seguito la verifica delle tensioni agenti in corrispondenza della fondazione esistente in muratura sul filo E, presente al di sotto della nuova soletta in c.a. di spessore 30cm, per il massimo carico verticale SLU (reazione vincolo relativo da modello).

RSLU	154.49 kN/m			
b	0.8 m			
Sigma	0.19 MPa	<		1 MPa

Le tensioni agenti sulla fondazioni in muratura si ritengono compatibili con i materiali presenti.

4.5.2 VERIFICA A SCORRIMENTO INTERFACCIA FONDAZIONE ESISTENTE-NUOVA

Si riporta nel seguito la verifica scorrimento dovuta alla presenza della forza orizzontale F_0 , all'interfaccia tra la fondazione esistente in mattoni e quella nuova in c.a.; si considera cautelativamente che a resistere sia la sola forza di attrito presente sulla superficie di contatto, calcolata con il valore minimo di carico verticale soprastante. Si trascura prudenzialmente la presenza degli inghisaggi verticali $\phi 16/40$ cm di collegamento disposti in quel punto.

Forizz	24.15	kN/m							
beta	0.5			Coeff attrito (prudenziale)					
N	88.11	kN/m		Da modello (solo G1 e G2 da parete e g1 e g2 PT con coeff 0.9 e 0.8)					
Attrito res	44.06	kN/m	> Forizz	VERO					

La verifica è soddisfatta.

4.6 Soletta in c.a. sp. 12cm

La soletta in c.a. di spessore pari a 12cm armata con rete $\phi 12$ a passo 20 cm, è sollecitata dalla forza orizzontale $F_o = 24.15$ kN a metro. Si riporta nel seguito la verifica delle barre longitudinali sollecitate a trazione.

$$\sigma = F_o / \text{Area}_{s_{f12}} = 24.15 \text{ kN} / 5 \cdot 113 \text{ mm}^2 = 42.75 \text{ MPa} < 391 \text{ MPa} = 450 \text{ MPa} / 1.15 = f_{yd}$$

La verifica è soddisfatta.

4.7 Verifica trasferimento dell'azione orizzontale alle fondazioni a esistenti

Si riporta nel seguito la verifica degli inghisaggi perimetrali disposti tra le nuove travi e quelle esistenti di fondazione, sollecitati dalla forza orizzontale F_o . Si considera il calcolo nel campo tra i fili 4 e 7. Si ipotizza che resistano tutti gli inghisaggi sul filo B a trazione, e quelli afferenti al campo considerato sui fili 4 e 7 a taglio. La resistenza di ogni ancoraggio $\phi 16$ a taglio e a trazione sulla muratura esistente si considera essere cautelativamente pari a 6 kN.

Forizz	24.15	kN/m							
L	11	m	campo tra 4 e 7						
Forizz tot	265.65	kN							
l resist	8	m	inghisaggi a taglio su fili 4 e 7 (interni)						
passo	0.40	m							
n°ingh/m	2.5								
n°ingh res	40		su fili 4 e 7 (taglio)						
l resist	11	m	inghisaggi a trazione su filo B						
passo	0.40	m							
n°ingh/m	2.5								
n°ingh res	55		su filo B (trazione)						
Vsd	2.80	kN	<	6	kN	VRd (taglio e trazione 1fi 16 su muratura)			

La verifica è soddisfatta.

5 FONDAZIONE TAMPONAMENTI

5.1 Trave di fondazione 25xh40cm

La trave disposta sul perimetro distribuisce il carico dovuto al peso del tamponamento soprastante aumentando la larghezza dell'area di scarico sul terreno da 38cm a 63cm. La riduzione delle tensioni alla base che si ottiene è pari al 60%, come riportato nel calcolo seguente.

SdF	b	0.38 m		
Prog	b1	0.63 m		
PP tamp SLU		22.75 kN/m		
SdF	sigma	0.060 MPa		
Prog	sigma1	0.036 MPa		
		60% Riduzione tensioni alla base		

Il valore delle tensioni alla base delle fondazioni pari a 0.036 MPa si ritiene di piccola entità e compatibile con la tipologia di terreno presente.

Si riporta nel seguito la verifica a taglio degli inghisaggi $\phi 16/40$ cm disposti sul filo B tra la nuova trave di fondazione e la fondazione esistente, per la quota parte del carico del tamponamento afferente alla nuova trave.

PP tamp SLU	9.03 kN/m	Solo la quota parte relativa all'aumento di b					
passo	0.40 m						
n°ingh/m	2.5						
Vsd	3.61 kN	<	6	kN	VRd (taglio e trazione 1fi 16 su muratura)		
			VERO				

La verifica è soddisfatta.

il progettista delle strutture
ing. Luca Boaretto

