



Comune di Crevalcore



Comune di San Giovanni in Persiceto



Comune di Casalecchio di Reno



Comune di Bologna



Comune di Sasso Marconi



Comune di Marzabotto

Ciclovia del Sole: tratto 3 attraversamento dei centri abitati di Crevalcore, San Giovanni in Persiceto, Sala Bolognese -
tratto 4: Casalecchio - Marzabotto

CUP n° C61B21013060002

PROGETTO DEFINITIVO



Coordinamento e integrazione delle prestazioni specialistiche:

arch. Enrico Guaitoli Panini

Il Responsabile Unico del Procedimento:

ing. Maurizio Martelli

Progettazione ciclabile e paesaggistica:

arch. Irene Esposito, paes. Giulia Mazzali, arch. Eleonora Vaccari,
arch. Michela Gessani, dott. paes. Sara Martignoni, arch. Alberto Coppi

Progettazione delle strutture:

prof. ing. Massimo Majowiecki, ing. Giovanni Berti,
ing. Monica Mingozzi, ing. Elisa Sammarco, ing. Mario Chinni

Geologia, Ambiente, Idraulica:

geol. Pierluigi Dallari, geol. Arianna Casarini, geol. Lisa Gasparini,
geol. Emiliano Quadernari, ing. Yos Zorzi

Coordinamento della sicurezza:

ing. Fausto Gallarello, ing. Roberto Perlangeli

Supporto al RUP:

ing. Chiara Ferrari
arch. Federica Sodano
ing. Sara Destro
dott.ssa Silvia Mazza
arch. Giulia Maroni

Relazione di calcolo delle opere in cemento armato e relative fondazioni - Passerella ciclopedonale Rio Verde

SCALA	FORMATO
--	A4
CODICE	DATA
REL_5_2	30/11/2023

N. REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	30/11/2023		M.C.	M.C.	M.M

Sommario

1	INTRODUZIONE.....	2
2	NORME DI RIFERIMENTO	3
3	MATERIALI	4
3.1	Calcestruzzo	4
3.2	Acciaio per armature lente	5
4	ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	6
4.1	Peso proprio degli elementi strutturali (G_1).....	6
4.2	Spinta delle terre (G_3).....	6
4.3	Azioni variabili (Q_k).....	6
4.4	Azioni sismiche (EQK).....	6
4.5	Combinazioni di carico	8
5	VERIFICHE STRUTTURALI	9
5.1	Verifica della pila.....	10
5.2	Verifica della piastra di fondazione.....	13
5.3	Verifica dei pali di fondazione.....	14
5.3.1	Azioni sui pali	15
5.3.2	Verifica strutturale	17
5.3.3	Verifica geotecnica.....	18
5.4	Verifica della fondazione dei portali	18
	APPENDICE A – VERIFICHE DELLE SEZIONI IN CLS ARMATO.....	21

1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto tratta gli aspetti strutturali relativi le opere di fondazione a sostegno della ciclovia da realizzarsi nell'ambito dell'aggiornamento del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) della "Ciclovia del Sole" (percorso Verona-Firenze) e in particolare dei seguenti tratti:

- Tratto 3: attraversamento dei centri abitati di Crevalcore, San Giovanni in Persiceto e Sala Bolognese;
- Tratto 4: Casalecchio – Marzabotto.

In particolare i calcoli contenuti all'interno della relazioni sono riferiti alla passerella sul Rio Verde nel Comune di Sasso Marconi.

In Figura 1-1 si riporta l'ubicazione dell'area d'intervento.



Figura 1-1 – Inquadramento dell'area d'intervento

La passerella sul fiume Reno è costituita da un impalcato a struttura mista in acciaio-clt di lunghezza 18.5 m.

Le sottostrutture sono costituite da due pile in alveo poste a distanza di 18.5 m, che si raccordano alla pista ciclopedonale mediante rampe di avvicinamento fondate su fondazioni superficiali. In particolare:

Pile: presentano dimensioni massime in pianta 5.4 m x 1.35 m e altezza rispettivamente 3.7 m la pila più alta e 2.95 m la pila minore, la geometria idraulicamente compatibile con le due estremità a formare un triangolo isoscele. La piastra di fondazione in c.a. ha dimensioni 4.4 m x 6.8 m x 1.8 m è fondata su 6 pali di diametro Ø800 mm e lunghezza 9 m e interdistanza minima pari a 2.4 m;

Fondazione rampa: è costituita da fondazioni superficiali isolate in c.a. di dimensioni 2.2 m x 4.4 m e spessore 0.5 m.

2 NORME DI RIFERIMENTO

I calcoli contenuti nella relazione vengono eseguiti in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle norme di seguito elencate ed ai richiami normativi in queste contenute:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018. - Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 42 del 20/01/2018 SO);
- C.S.LL.PP. Circolare n°7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/01/2018 (GU n. 35 del 11/02/2019 SO);
- UNI EN 1997-1 – Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali”
- UNI EN 1998-5 – Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

In Tabella 3-1 sono riportati i valori di resistenza caratteristici e di deformabilità del cls:

CLS [EN 206-1, UNI 11104, EN 1992-1-1, NTC18]		PILE	PALI	FONDAZIONE RAMPA
Classe di resistenza		C32/40	C30/37	C32/40
Classe di esposizione		XC2	XC2	XC2
Classe di lavorabilità		S4	S5	S4
Dimensione massima degli inerti		32 mm	22 mm	32 mm
Copriferro		50 mm	60 mm	50 mm
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	32	30	32
Resistenza caratteristica a compressione cubica	$f_{ck,cub}$	40	37	40
Resistenza a compressione cilindrica media	f_{cm}	40	38	40
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	3.02	2.90	3.02
Resistenza a trazione caratteristica	f_{ctk}	2.12	2.03	2.12
Resistenza a trazione caratteristica per flessione	f_{cfk}	2.54	2.43	2.54
Modulo elastico	E_{cm}	33.35	32.84	33.35
Coefficiente di Poisson	ν	0.20	0.20	0.20

Tabella 3-1 – Prestazioni del cls

Il coefficiente di sicurezza per le verifiche di resistenze SLU risulta: $\gamma_{cls} = 1.5$. La resistenza di progetto SLU risulta quindi data dall'espressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_{cls}$

dove α_{cc} è un coefficiente che assume il valore 0.85 per azioni di lunga durata e 1.00 per azioni di breve durata.

In ambienti non aggressivi (classe di esposizione XC2) l'apertura delle fessure nel calcestruzzo allo SLE deve risultare:

Per combinazione di carico (SLE FREQ): $w_{max} \leq 0.4 \text{ mm}$

Per combinazione di carico (SLE QP): $w_{max} \leq 0.3 \text{ mm}$

Per combinazioni di carico SLE RARE e SLE QP esistono le seguenti limitazioni sui valori tensionali del cls:

$\sigma_c < 0.60 f_{ck}$ (SLE RARE)

$\sigma_c < 0.45 f_{ck}$ (SLE QP)

3.2 Acciaio per armature lente

In Tabella 3-2 sono riportati i valori di resistenza caratteristica e la deformabilità dell'acciaio per armatura:

BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA [EN 10080]			
Grado	B450C		
Parametri di resistenza e deformabilità			
Resistenza caratteristica allo snervamento	f_{yk}	[MPa]	450
Resistenza caratteristica a rottura	f_{tk}	[MPa]	540
Rapporto rottura/snervamento	k	[-]	1.2
Allungamento a rottura	$(A_g)_t$	[%]	7.5
Modulo elastico	E_s	[GPa]	210.00
Coefficiente di Poisson	ν	[-]	0.33

Tabella 3-2 – Prestazioni dell'acciaio in barre

Il coefficiente di sicurezza per le verifiche di resistenza SLU risulta: $\gamma_s = 1.15$. La resistenza di progetto SLU risulta quindi data dall'espressione: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$.

Per le sollecitazioni di esercizio in combinazione caratteristica (SLE RARA) deve risultare:

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

4 ANALISI E COMBINAZIONE DEI CARICHI

I carichi sono determinati dalle reazioni vincolari agli appoggi del modello di calcolo dell’impalcato, invertite di segno. A tali azioni, per le combinazioni di carico allo stato limite ultimo (strutturale e sismico) e allo stato limite di esercizio, si considerano contestualmente i carichi dovuti al peso proprio delle sottostrutture e le azioni orizzontali conseguenti la spinta delle terre, sia in condizioni statiche sia sismiche.

4.1 Peso proprio degli elementi strutturali (G_1)

Il peso proprio viene automaticamente calcolato dal codice di calcolo utilizzando quale peso di volume $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$.

4.2 Spinta delle terre (G_3)

La spinta delle terre è determinata a partire dal peso specifico del terreno ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$), considerando per la spinta orizzontale il coefficiente di spinta attiva k_a , considerando l’angolo d’attrito del terreno $\varphi = 30^\circ$.

Il coefficiente di spinta attiva risulta $k_a = 0.333$.

4.3 Azioni variabili (Q_k)

Le azioni variabili risultano quale sovraccarico spinta orizzontale del terreno per effetto della presenza del carico accidentale costituito dalla folla compatta agente sul piano viabile con intensità, in valore caratteristico, pari a 5 kPa.

I valori di carico assegnati sono di seguito riportati e risultano:

$$q_k = k_a * 5 \text{ kPa} = 1.66 \text{ kPa}$$

4.4 Azioni sismiche (EQK)

Le azioni sismiche sono definite, in accordo alle NTC2018, per costruzioni con livelli di prestazioni ordinari e classe d’uso di tipo II, con periodo di riferimento per l’azione sismica pari a $V_R = 50$ anni.

Nei prospetti seguenti sono riportati, i dati per la definizione dell’azione sismica per le strutture, in Tabella 4-1, e i parametri sismici principali per la categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1, in Tabella 4-2.

Latitudine	44.427581
Longitudine	11.229710
Tipo di costruzione (V_N)	2 (50 anni)
Classe d’uso (C_U)	II ($C_U = 1.0$)
Categoria Stratigrafica	C
Categoria Topografica	T1

Tabella 4-1 – Parametri di riferimento per la determinazione dell’azione sismica

SL	V _R	P _{VR}	T _R	a _g	F _o	T _c *	F _v	S _s	S _T	C _c	T _C	T _B	T _D	d _g	v _g	a _{max}
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	50	81	31	0.055	2.490	0.257	0.788	1.500	1.000	1.644	0.423	0.141	1.820	15.55	0.055	0.083
SLD	50	63	51	0.068	2.487	0.270	0.876	1.500	1.000	1.617	0.437	0.146	1.872	20.44	0.070	0.102
SLV	50	10	475	0.163	2.431	0.297	1.325	1.462	1.000	1.567	0.466	0.155	2.252	61.26	0.174	0.238
SLC	50	5	975	0.205	2.440	0.310	1.491	1.400	1.000	1.545	0.479	0.160	2.420	81.56	0.216	0.287

Tabella 4-2 – Parametri sismici di riferimento per la categoria di sottosuolo C

In Figura 4-1 vengono riportati gli spettri di risposta elastica in accelerazione orizzontale e verticale.

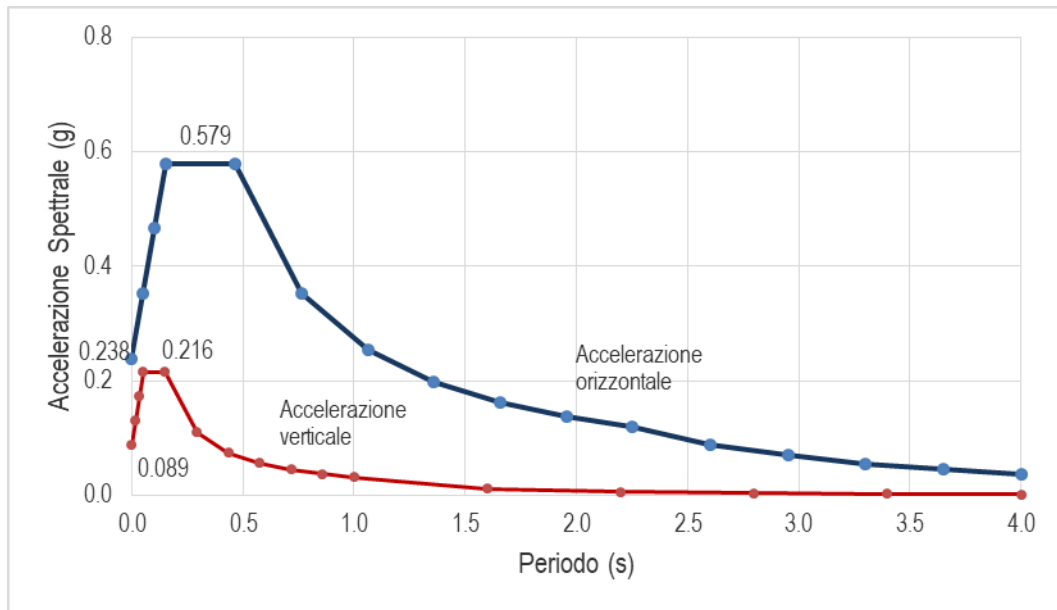


Figura 4-1 – Spettri in accelerazione orizzontale e verticale

Si considerano inoltre i coefficienti sismici per azioni orizzontali e verticali relativamente ad opere di contenimento, legati alla massima accelerazione attesa al suolo (definita dall’espressione $a_{max} = S_T S_s a_g$) dalle relazioni:

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

$$k_v = \pm 0.5k_h$$

dove β_m è un fattore di riduzione che assume i seguenti valori (cfr §7.11.6 – opere di contenimento – NTC18):

$$\beta_m = 0.38 \text{ (verifiche allo SLV)}$$

$$\beta_m = 0.47 \text{ (verifiche allo SLD)}$$

In caso di opere di contenimento impedito allo spostamento $\beta_m = 1.00$.

L’incremento di pressione esercitata dal terreno in condizioni sismiche è definito dalla relazione,

$$\Delta E_{T,h} = k_h * \gamma * H \quad \text{per sisma in direzione orizzontale}$$

$$\Delta E_{T,v} = k_v * \gamma * H \quad \text{per sisma in direzione verticale}$$

essendo H l'altezza totale del volume di terreno potenzialmente instabile.

Le combinazioni sismiche risultano quindi da un'analisi statica equivalente di tipo lineare applicando alle azioni relative ai singoli carichi elementari i rispettivi coefficienti sismici.

4.5 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico adottate sono le seguenti:

Combinazione SLU/STR $\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G3} * G_3 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} * \Psi_{0i} * Q_{ki}$

Combinazione SLU/EQK $E + G_1 + G_3 + G_2 + \Psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{ki}$

Combinazione SLE RARA $G_1 + G_3 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \Psi_{0i} * Q_{ki}$

Combinazione SLE FREQ $G_1 + G_3 + G_2 + \Psi_{11} * Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{ki}$

Combinazione SLE QP $G_1 + G_3 + G_2 + \Psi_{21} * Q_{k1} + \sum_i \Psi_{2i} * Q_{ki}$

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni SLU risultano in Tabella 4-3 (Tab. 5.1.V NTC 2018), mentre in Tabella 4-4 sono riportati i coefficienti di combinazione per le azioni variabili agenti (Tab. 5.1.VI NTC 2018):

Azioni		Coefficiente	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti (G_1 e G_3)	Favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti non strutturali (G_2)	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili (Q)	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	0.00	1.30

Tabella 4-3 Coefficienti parziali

Azioni	Gruppo di azioni	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Folla (schema 5)	SLU/SLE	0.4	0.4	0.0

Tabella 4-4 Coefficienti di combinazione

5 VERIFICHE STRUTTURALI

Nei paragrafi seguenti si riportano le verifiche delle sottostrutture.

Le azioni dimensionanti ai fini delle verifiche, risultano dalle reazioni vincolari del modello di calcolo, invertite di segno, applicate in corrispondenza dell'appoggio, assimilando l'elemento strutturale ad una mensola incastrata alla base con un carico concentrato all'estremità libera, applicando in sommità dell'elemento la somma dei contributi delle azioni su ciascun nodo di carico.

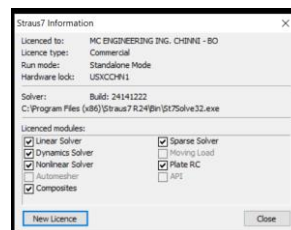
Le azioni alla base della pila sono incrementate per la presenza del peso proprio strutturale, nelle combinazioni sismiche inoltre si considera l'azione inerziale applicando al peso della pila l'accelerazione sismica di plateau dello spettro di risposta elastico, concentrando l'azione a metà altezza della pila.

Le ciabatte di fondazione sono verificate mediante calcolazioni manuali col metodo tirante-puntone.

Le verifiche delle sezioni in calcestruzzo armato soggette ad azioni di presso-tensoflessione (pali, pile e spalle) sono eseguite mediante il codice di calcolo RC-SEC della Geostru (www.geostru.com) al sito della quale si rimanda per gli elementi di validazione del codice, differenziando la resistenza della sezione per azioni statiche e sismiche. In particolare:

- Per la combinazione allo SLU si adottano modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, considerando la deformazione ultima del calcestruzzo pari allo 0.35%. La capacità della membratura risulta pari al momento resistente ultimo, calcolato adottando i coefficienti di sicurezza per i materiali previsti da normativa ($\gamma_c = 1.5$ e $\gamma_s = 1.15$).
- La combinazione sismica EQK prevede, assumendo un comportamento strutturale non dissipativo, che la sezione si mantenga in campo elastico, o sostanzialmente elastico, calcolando la capacità della membratura al raggiungimento della curvatura di prima plasticizzazione. Il momento resistente massimo della sezione risulta quindi il minimo tra i valori di momento corrispondenti alla deformazione al limite elastico dell'acciaio e alla massima deformazione del calcestruzzo, assunta in questo caso pari a $\epsilon_{c2} = 0.2\%$, calcolato adottando i coefficienti di sicurezza per i materiali previsti da normativa ($\gamma_c = 1.5$ e $\gamma_s = 1.15$).

Le analisi delle sollecitazioni sui pali di fondazione sono eseguite con il codice ad elementi finiti Strand7, commercializzato in Italia da HSH Srl (PD) con il nome di Straus7, che permette di eseguire analisi statica e dinamica in regime di non linearità dei materiali e geometrica, al sito della quale si rimanda per gli elementi di validazione del codice (www.hsh.com, www.strand7.com).



5.1 Verifica della pila

La pila ha un ingombro massimo di 5.4 m x 1.35 m, essendo in alveo presenta una geometria idraulicamente compatibile con le due estremità a formare un triangolo isoscele. Il basamento della pila è costituito da una piastra in calcestruzzo armato di dimensioni 4.4 m x 6.6 m e spessore 1.4 m.

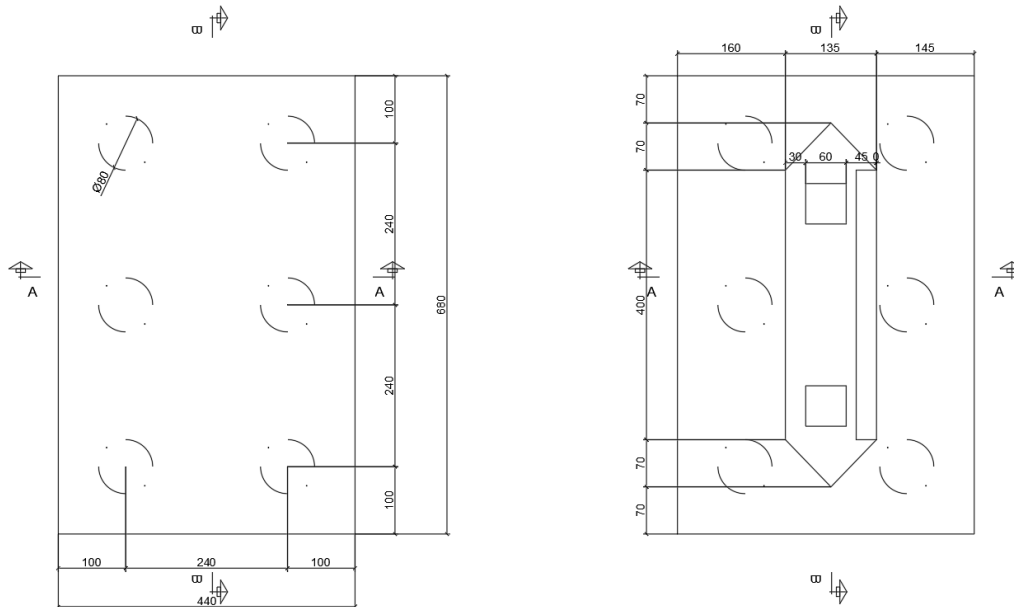


Figura 5-1 – Pianta della pila e della fondazione

Cautelativamente, ai fini delle verifiche si considera una pila di sezione rettangolare, escludendo le due estremità, di dimensioni 6.50 m x 2.00 m. La sezione presenta un’armatura sui lati maggiori costituita da 22+22Ø20 e staffe 2 bracci in numero di 3Ø16/40cm.

La verifica è eseguita per la sola pila di altezza maggiore ritenendo implicitamente soddisfatte le verifiche per la pila minore.

Si riportano in Tabella 5-1 le azioni sollecitanti allo stato limite ultimo strutturale alla base della pila.

SLU	V _x (kN)	V _y (kN)	N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
Permanenti	-4.32	0.00	-1165.03	0.00	-17.26
Folla	-6.96	8.53	-1352.34	-15.65	-27.85
Folla dx	-5.64	8.53	-1258.68	68.64	-22.56
Folla sx	-5.64	8.53	-1258.68	-99.95	-22.56
Folla_X+	-25.69	8.53	-1353.62	-15.65	-102.78
Folla dx_X+	-15.00	7.78	-1259.32	71.09	-60.02
Folla sx_X+	-15.00	9.27	-1259.32	-102.40	-60.02
Folla_X-	11.77	8.53	-1351.06	-15.65	47.07
Folla dx_X-	3.73	9.27	-1258.04	66.18	14.91
Folla sx_X-	3.73	7.78	-1258.04	-97.49	14.91
Folla_Vento Y+	-6.96	22.86	-1352.34	-46.70	-27.85
Folla dx_Vento Y+	-5.64	22.87	-1258.68	37.60	-22.56

Folla sx_Vento Y+	-5.64	22.87	-1258.68	-130.99	-22.56
Folla_X+_Vento Y+	-25.69	22.86	-1353.62	-46.70	-102.78
Folla dx_X+_Vento Y+	-15.00	22.12	-1259.32	40.05	-60.02
Folla sx_X+_Vento Y+	-15.00	23.61	-1259.32	-133.44	-60.02
Folla_X-_Vento Y+	11.77	22.87	-1351.06	-46.70	47.07
Folla dx_X-_Vento Y+	3.73	23.61	-1258.04	35.14	14.91
Folla sx_X-_Vento Y+	3.73	22.12	-1258.04	-128.53	14.91
Folla_Vento Y-	-6.96	-5.81	-1352.34	15.39	-27.85
Folla dx_Vento Y-	-5.64	-5.81	-1258.68	99.68	-22.56
Folla sx_Vento Y-	-5.64	-5.81	-1258.68	-68.91	-22.56
Folla_X+_Vento Y-	-25.69	-5.81	-1353.62	15.39	-102.78
Folla dx_X+_Vento Y-	-15.00	-6.55	-1259.32	102.13	-60.02
Folla sx_X+_Vento Y-	-15.00	-5.06	-1259.32	-71.36	-60.02
Folla_X-_Vento Y-	11.77	-5.81	-1351.06	15.39	47.07
Folla dx_X-_Vento Y-	3.73	-5.06	-1258.04	97.22	14.91
Folla sx_X-_Vento Y-	3.73	-6.55	-1258.04	-66.45	14.91
Folla_Vento Y+_DT+	-10.15	22.87	-1352.34	-46.70	-40.61
Folla dx_Vento Y+_DT+	-8.83	22.87	-1258.68	37.60	-35.31

Tabella 5-1 – Azioni di progetto e resistenze della sezione (Combinazione SLU/STR)

Le combinazioni più gravose risultano essere per il sisma principale in direzione longitudinale con coefficiente di sicurezza pari ad 8.18.

Si riportano in Tabella 5-2 le azioni sollecitanti allo stato limite ultimo SLV in condizioni sismiche alla base della pila.

SLV	V _x (kN)	V _y (kN)	N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
Sisma X+	456.65	0.00	-850.76	0.00	1044.94
Sisma Y+	-3.08	459.32	-855.68	-1000.71	-12.34
Sisma Z+	-3.42	0.00	-730.36	0.00	-13.69
Sisma X-	-462.82	0.00	-860.61	0.00	-1069.62
Sisma Y-	-3.08	-459.32	-855.68	1000.71	-12.34
Sisma Z-	-2.75	0.00	-981.01	0.00	-10.99
Sisma X+ y+ z+	456.54	139.85	-813.78	-306.78	1044.50
Sisma X+ y+ z-	456.76	139.85	-887.74	-306.78	1045.39
Sisma X+ y- z+	456.54	-139.85	-813.78	306.78	1044.50
Sisma X+ y- z-	456.76	-139.85	-887.74	306.78	1045.39
Sisma X- y+ z+	-462.93	139.85	-823.63	-306.78	-1070.07
Sisma X- y+ z-	-462.71	139.85	-897.59	-306.78	-1069.18
Sisma X- y- z+	-462.93	-139.85	-823.63	306.78	-1070.07

Sisma X- y- z-	-462.71	-139.85	-897.59	306.78	-1069.18
Sisma Y+ x+ z+	136.79	459.32	-817.08	-1000.71	312.67
Sisma Y+ x+ z-	137.01	459.32	-891.04	-1000.71	313.56
Sisma Y+ x- z+	-143.18	459.32	-820.33	-1000.71	-338.24
Sisma Y+ x- z-	-142.96	459.32	-894.29	-1000.71	-337.35
Sisma Y- x+ z+	136.79	-459.32	-817.08	1000.71	312.67
Sisma Y- x+ z-	137.01	-459.32	-891.04	1000.71	313.56
Sisma Y- x- z+	-143.18	-459.32	-820.33	1000.71	-338.24
Sisma Y- x- z-	-142.96	-459.32	-894.29	1000.71	-337.35
Sisma Z+ x+ y+	136.57	139.85	-728.74	-306.78	311.77
Sisma Z+ x+ y-	136.57	-139.85	-728.74	306.78	311.77
Sisma Z+ x- y+	91.09	139.85	-731.99	-306.79	129.85
Sisma Z+ x- y-	91.09	-139.85	-731.99	306.79	129.85
Sisma Z- x+ y+	-97.25	139.85	-979.38	-306.78	-154.52
Sisma Z- x+ y-	-97.25	-139.85	-979.38	306.78	-154.52
Sisma Z- x- y+	-142.73	139.85	-982.63	-306.78	-336.44
Sisma Z- x- y-	-142.73	-139.85	-982.63	306.78	-336.44

Tabella 5-2 – Azioni di progetto e resistenze della sezione (Combinazione SLU/SLV)

Le combinazioni più gravose risultano essere per il sisma principale in direzione longitudinale con coefficiente di sicurezza pari ad 3.25.

Si riportano in Tabella 5-3 le azioni sollecitanti allo stato limite di esercizio alla base della pila.

SLE	V _x (kN)	V _y (kN)	N (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
Permanenti	-3.08	0.00	-855.68	0.00	-12.34
Folla	-5.05	6.32	-994.43	-11.60	-20.18
Folla dx	-4.07	6.32	-925.06	50.84	-16.26
Folla sx	-4.07	6.32	-925.06	-74.03	-16.26
Folla_X+	-18.92	6.32	-995.38	-11.60	-75.68
Folla dx_X+	-11.00	5.77	-925.53	52.66	-44.01
Folla sx_X+	-11.00	6.87	-925.53	-75.85	-44.01
Folla_X-	8.83	6.32	-993.49	-11.60	35.32
Folla dx_X-	2.87	6.87	-924.59	49.02	11.49
Folla sx_X-	2.87	5.77	-924.59	-72.22	11.49
Folla_Vento Y+	-5.05	15.88	-994.44	-32.29	-20.18
Folla dx_Vento Y+	-4.07	15.88	-925.06	30.15	-16.26
Folla sx_Vento Y+	-4.07	15.88	-925.06	-94.73	-16.26
Folla_X+_Vento Y+	-18.92	15.88	-995.38	-32.29	-75.68
Folla dx_X+_Vento Y+	-11.00	15.32	-925.53	31.96	-44.01
Folla sx_X+_Vento Y+	-11.00	16.43	-925.53	-96.55	-44.01
Folla_X-_Vento Y+	8.83	15.88	-993.49	-32.29	35.32
Folla dx_X-_Vento Y+	2.87	16.43	-924.59	28.33	11.49

Folla sx_X-_Vento Y+	2.87	15.32	-924.59	-92.91	11.49
Folla_Vento Y-	-5.05	-3.24	-994.43	9.10	-20.18
Folla dx_Vento Y-	-4.07	-3.24	-925.06	71.54	-16.26
Folla sx_Vento Y-	-4.07	-3.24	-925.06	-53.34	-16.26
Folla_X+_Vento Y-	-18.92	-3.24	-995.38	9.10	-75.68
Folla dx_X+_Vento Y-	-11.00	-3.79	-925.53	73.35	-44.01
Folla sx_X+_Vento Y-	-11.00	-2.69	-925.53	-55.16	-44.01
Folla_X-_Vento Y-	8.83	-3.24	-993.49	9.10	35.32
Folla dx_X-_Vento Y-	2.87	-2.69	-924.59	69.72	11.49
Folla sx_X-_Vento Y-	2.87	-3.79	-924.59	-51.52	11.49
Folla_Vento Y+_DT+	-7.17	15.88	-994.44	-32.29	-28.69
Folla dx_Vento Y+_DT+	-6.19	15.88	-925.06	30.15	-24.76

Tabella 5-3 – Azioni di progetto (Combinazione SLE)

La pila in fase di esercizio presenta uno stato tensionale di compressione in tutte le combinazioni analizzate, la sezione si presenta quindi non fessurata.

Le verifiche della sezione della pila risultano pertanto integralmente soddisfatte per tutte le combinazioni analizzate, in condizioni sia statiche sia sismiche, e si rimanda all'Appendice A per i calcoli di dettaglio.

5.2 Verifica della piastra di fondazione

La verifica della piastra di fondazione è eseguita col metodo tirante-puntone, considerando che l'azione di compressione si diffonda dalla pila fino alla testa del palo.

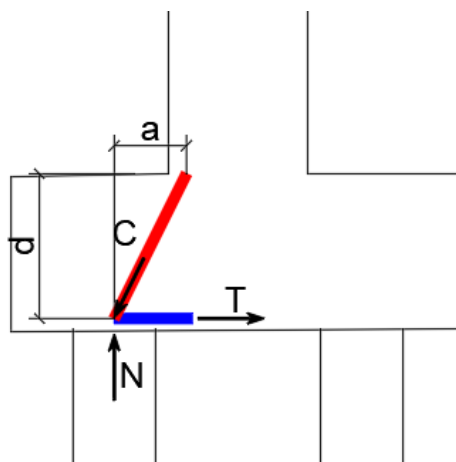


Figura 5-2 – Schema tirante-puntone sulla piastra di fondazione

Il carico massimo agente sul palo risulta dalla combinazione allo stato limite ultimo (N). Le azioni di trazione nel tirante e compressione nel puntone, considerando l’inclinazione della biella compressa rispetto all’orizzontale θ , è data dalle relazioni:

$$T = N / \tan\theta \quad (\text{Tirante})$$

$$C = N / \sin\theta \quad (\text{Puntone})$$

L’armatura presente sulla piastra di fondazione è costituita da 2 ordini di barre con passo 20 cm in entrambe le direzioni. Il tirante in corrispondenza del palo, considerando un interasse tra i pali di 2.40 m, è costituito quindi da un’armatura di 12+12 \varnothing 26 (Spalla e pila centrale) e 12+12 \varnothing 24 (Pila DX) in grado di garantire un’azione di trazione riportata in Tabella 5-4.

Posizione	n	\varnothing (mm)	A_s (mm ²)	P_{Rs} (kN)	N (kN)	T (kN)
Pila	12	20	3769.91	1475.17	975.00	525.00

Tabella 5-4 – Resistenza del tirante

La resistenza di progetto del puntone compresso è valutata in accordo all’Eurocodice 2 al §6.5, considerando una resistenza a compressione del calcestruzzo ridotta nel caso tensioni trasversali di trazione, mediante la relazione:

$$\sigma_{Rd} = 0.6 v' f_{cd} \quad \text{con } v' = 1 - f_{ck} / 250$$

In Tabella 5-5 è riportato il calcolo della resistenza del puntone per un calcestruzzo di classe C32/40 ($f_{ck} = 32$ MPa, $f_{cd} = 18.13$ MPa,):

Posizione	b (mm)	d (mm)	a (mm)	θ	v'	σ_{Rd} (MPa)	P_{Rc} (kN)	N (kN)	C (kN)
Pila	800	1300	700	61.70	0.872	9.49	12807.24	975.00	1107.36

Tabella 5-5 – Resistenza del puntone

Essendo le resistenze superiori alle rispettive azioni di progetto, la verifica risulta soddisfatta.

5.3 Verifica dei pali di fondazione

Il calcolo delle sollecitazioni è svolto mediante implementazione di un modello ad elementi finiti, costituito da elementi beam a simulare i pali ed elementi plate a simulare la piastra di fondazione.

La piastra di fondazione è modellata al solo scopo di ripartire i carichi sui pali tenendo in conto anche eventuali azioni di tipo torsionale agenti sulla pila.

L’interazione del palo con il terreno è considerata assegnando ai pali un modulo di reazione pari a 50000 kN/m³, modellato mediante l’utilizzo di elementi di tipo non lineare (cut-off bar) che consentono l’attivazione della rigidità contestualmente alle sole azioni di compressione. Gli elementi cut-off bar hanno uno spessore pari al diametro del palo, larghezza pari all’interasse tra i nodi del palo e lunghezza unitaria. Per tenere conto dell’effetto di gruppo dei pali si assegna un coefficiente di ripartizione pari ad 1 per i pali anteriori e pari a 0.6 per i pali posteriori (si assegna pertanto un modulo elastico pari a 50000 kPa sui pali anteriori ed un modulo elastico pari a 30000 kPa sui pali posteriori).

Il vincolo verticale alla base di ciascun palo è modellato mediante molle elastiche.

In Figura 5-3 sono riportate le immagini del modello ad elementi finiti della piastra di fondazione su pali della pila, evidenziando in rosso i moduli di reazione relativi ai pali anteriori e in verde i moduli di reazione relativi ai pali posteriori.

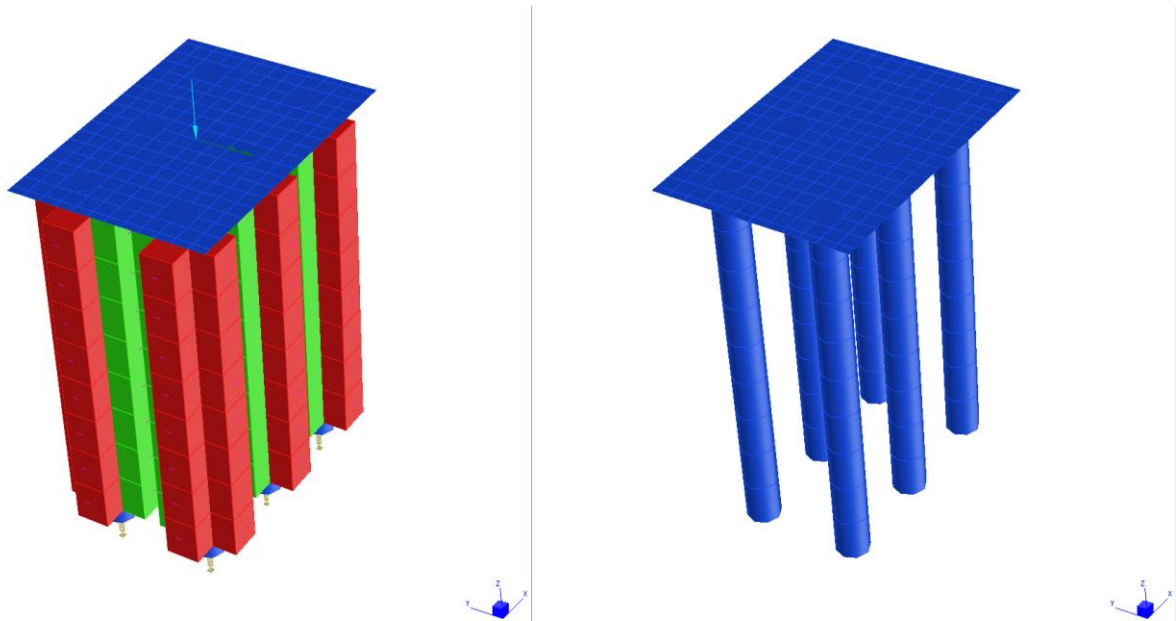


Figura 5-3 – Modello di calcolo agli elementi finiti (Pila)

5.3.1 Azioni sui pali

Nelle immagini seguenti si riportano i diagrammi di sollecitazione dello sforzo normale, momento flettente e taglio in entrambe le direzioni, relativi alla spalla e le due pile, nelle combinazioni allo stato limite ultimo e stato limite di esercizio.

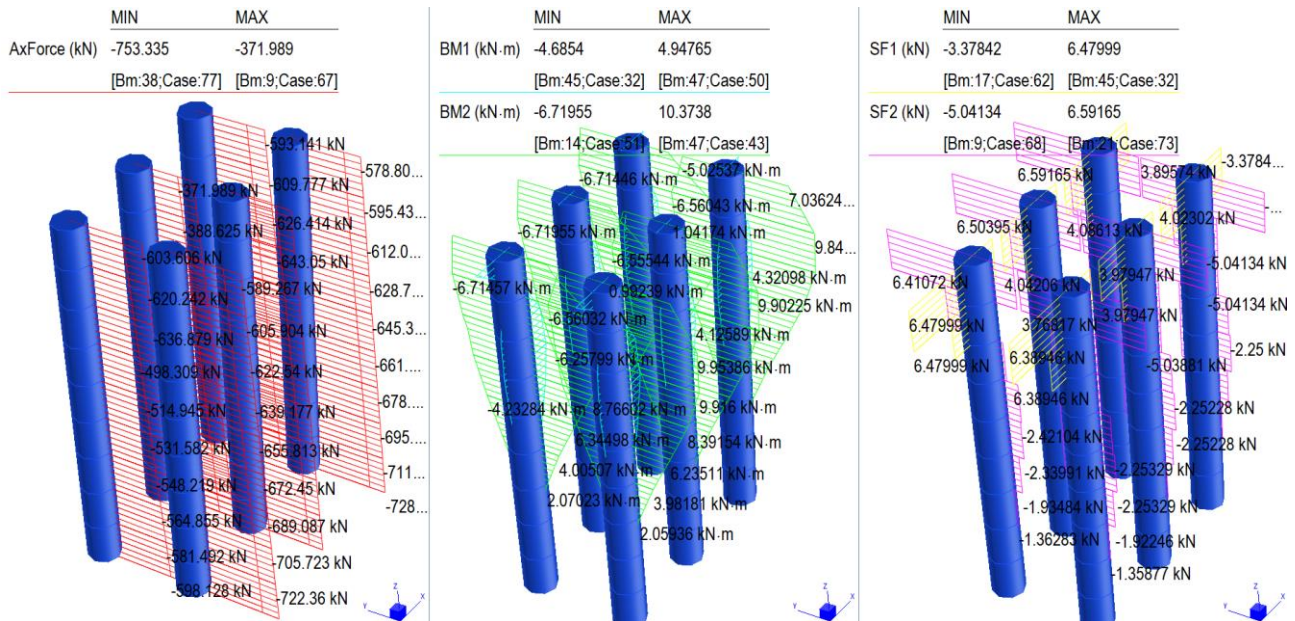


Figura 5-4 - Involuppo Comb. SLU/STR (Pila)

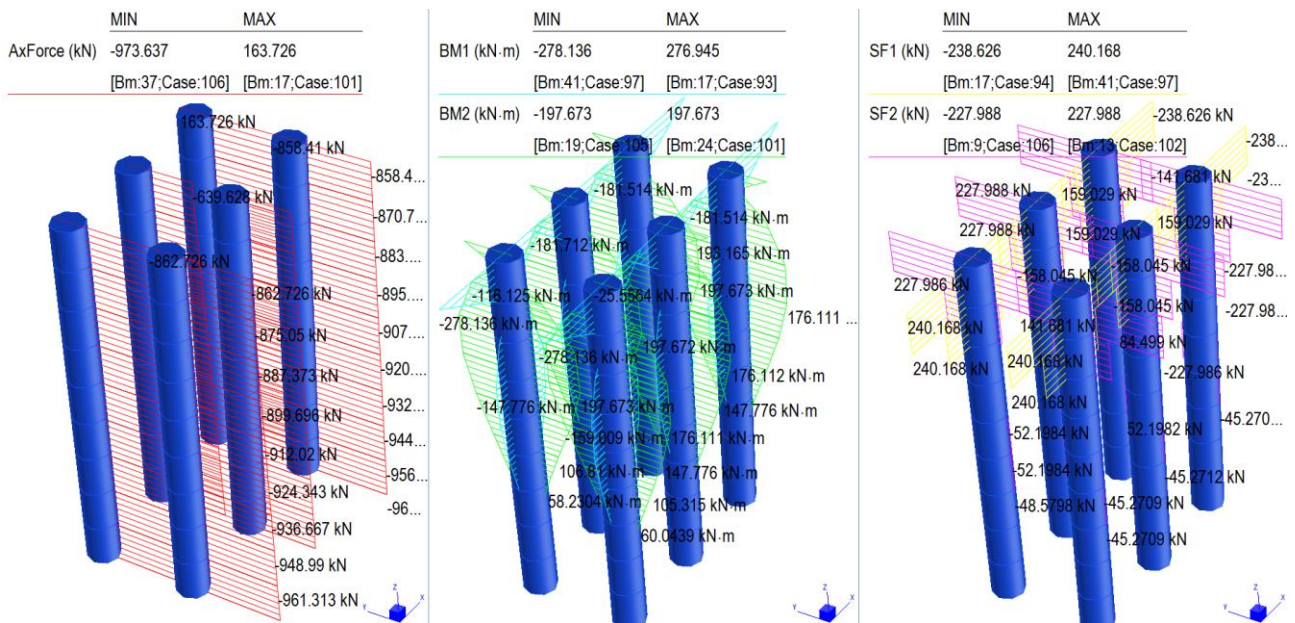


Figura 5-5 - Involuppo Comb. SLU/SLV (Pila)

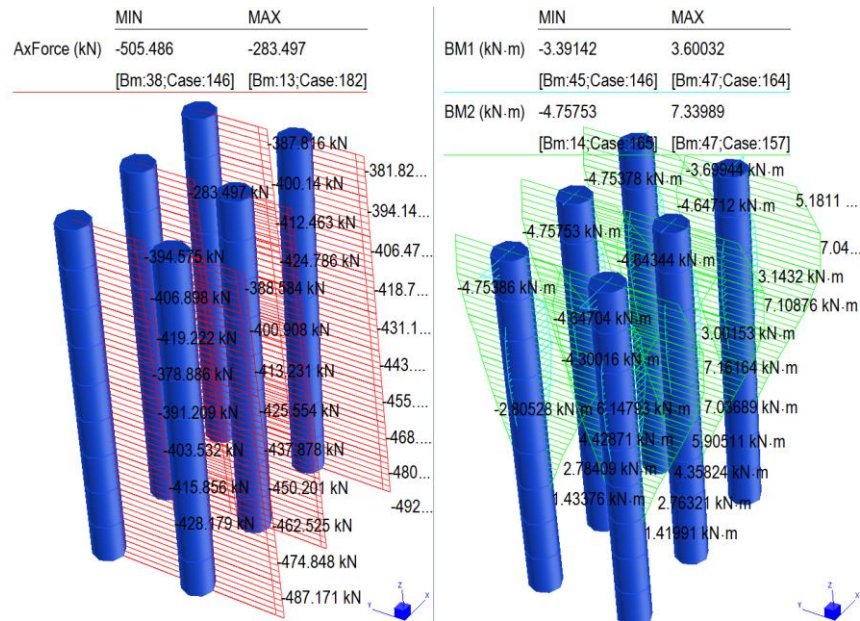


Figura 5-6 - Involuppo Comb. SLE (Pila)

5.3.2 Verifica strutturale

Le fondazioni profonde sono eseguite mediante pali avente diametro del perforo $\varnothing 800$ mm, l'armatura è costituita da 10 $\varnothing 20$ barre longitudinali, e una staffatura elicoidale costituita da $\varnothing 12/16$ cm.

In Figura 5-7 vengono eseguite graficamente le verifiche a presso-tenso flessione dei pali di fondazione, riportando i domini di resistenza allo stato limite ultimo per le azioni statiche e sostanzialmente elastico per le azioni sismiche, e le rispettive coppie M-N per tutte le combinazioni di carico per ciascun palo, mediante associazione cromatica tra la coppia di azioni e il rispettivo dominio di resistenza del palo.

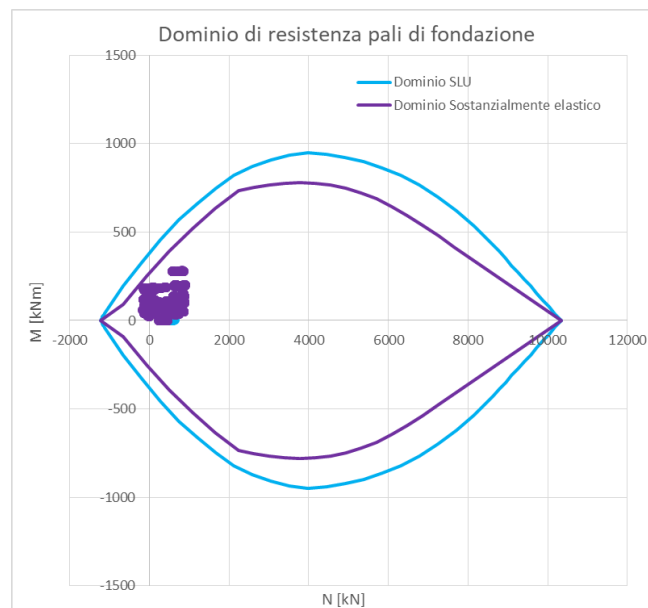


Figura 5-7 – Verifica a presso-tenso flessione dei pali (Pila)

Tutte le coppie di azioni M-N risultano interne al dominio di resistenza, la verifica è pertanto soddisfatta.

Le verifiche sulle sezioni dei pali risultano pertanto integralmente soddisfatte per tutte le combinazioni analizzate, in condizioni sia statiche sia sismiche, e si rimanda all'Appendice A per i calcoli di dettaglio, dove sono riportate le combinazioni dimensionanti più gravose.

La resistenza al taglio del palo con sezione circolare, di diametro D, e armatura elicoidale formata da staffe avente passo s, è valutata mediante l'espressione (Norma ACI318M-08):

$$V_{Rd} = 0.8D f_{yd} A_{sw}/s$$

Riportando in Tabella 5-6 la resistenza al taglio della sezione

Elemento	Posizione	D (mm)	Ø (mm)	A _{sw} (mm ²)	s (mm)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} (kN)
Pila	Testa palo	800	12	226.19	160	354.04	249.85

Tabella 5-6 – Resistenza a taglio della sezione

Le verifiche a taglio dei pali risultano soddisfatte, essendo la resistenza superiore alla rispettiva azione.

5.3.3 Verifica geotecnica

L'azione assiale massima agente sui pali risulta pari a N = 973.64 kN in compressione ed N = 163.73 kN in trazione (cfr. Figura 5-5). Rimandando al §5.1.2 della relazione geotecnica per i calcoli di dettaglio, si riporta il valore di resistenza a compressione e trazione dei pali da confrontare con rispettive azioni assiali in combinazione SLU/SLV che risulta essere la più gravosa. La resistenza di progetto risulta:

$$Q_{cd} = 1465.79 \text{ kN} \quad (\text{cfr. Tabella 5-3, REL-4-2})$$

$$Q_{td} = 273.76 \text{ kN} \quad (\text{cfr. Tabella 5-3, REL-4-2})$$

La verifica è quindi soddisfatta essendo le resistenze maggiori alle rispettive azioni.

Essendo inoltre il carico assiale pari a N_{SLE} = 504.49 kN (cfr. Figura 5-6), si indica quale carico di collaudo il valore pari a 1.5xN_{SLE}

$$Q_{coll} = 757 \text{ kN}$$

5.4 Verifica della fondazione dei portali

La lastra di fondazione presenta dimensioni 2.2 m x 4.4 m e uno spessore di 0.5 m.

In Tabella 5-7 si riportano le azioni globali sul baricentro della fondazione, mentre in Tabella 5-8 la verifica geotecnica della fondazione superficiale, considerando cautelativamente la fondazione come isolata di larghezza pari all'interasse tra i piedritti (dimensione di verifica 4.0 m x 5.0 m x 0.7 m).

Comb.	F _x [kN]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	P [kN]	M _{xp,EQK} [kNm]	M _{yp,EQK} [kNm]	M _{x,EQK} [kNm]	M _{y,EQK} [kNm]
SLU Perm	0	0	-215	0	0	0	-110	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU Perm + Folla	0	0	-316	0	0	0	-110	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV pesi sismici	0	0	-159	0	0	0	-110	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV Earthq.+X+Y	68	20	-159	-61	204	0	-110	-2.00	6.68	-3.00	34.00
SLV Earthq.+X-Y	68	-20	-159	61	204	0	-110	2.00	6.68	3.00	34.00
SLV Earthq.-X+Y	-68	20	-159	-61	-204	0	-110	-2.00	-6.68	-3.00	-34.00
SLV Earthq.-X-Y	-68	-20	-159	61	-204	0	-110	2.00	-6.68	3.00	-34.00
SLV Earthq.+Y+X	20	68	-159	-203	61	0	-110	-6.68	2.00	-34.00	3.00
SLV Earthq.+Y-X	-20	68	-159	-203	-61	0	-110	-6.68	-2.00	-34.00	-3.00
SLV Earthq.-Y+X	20	-68	-159	203	61	0	-110	6.68	2.00	34.00	3.00
SLV Earthq.-Y-X	-20	-68	-159	203	-61	0	-110	6.68	-2.00	34.00	-3.00
SLE Perm	0	0	-159	0	0	0	-110	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE Perm + Folla	0	0	-234	0	0	0	-110	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 5-7 – Carichi in fondazione

La resistenza verticale del terreno viene determinata in termini di tensioni totali ed è finalizzata alla verifica di resistenza delle azioni trasmesse da fondazioni dirette. Per i carichi verticali si considera l'espressione (Brinch Hansen, 1970)¹:

$$r_d = (N_c c_u s_c i_c d_c + q) / \gamma_R$$

dove:

$N_c = 2 + \pi$ e $N_q = 1$ sono i coefficienti di capacità portante,

$s_c = 1 + 0.2(B/L)$ è un coefficiente di forma ($B < L$),

$i_c = 1 - m H / (c_u B L N_c)$ è un coefficiente che tiene conto della presenza del carico orizzontale con il coefficiente $m = (2+B/L)/(1+B/L)$:

$d_c = 1 + 0.4 D/B$ se $D \leq B$ oppure $1 + 0.4 \tan^{-1}(D/B)$ se $D > B$ con D approfondimento della fondazione.

q è il sovraccarico latitante l'impronta di fondazione

In presenza di carichi eccentrici i valori dell'impronta della fondazione vanno ridotti tenendo conto dell'eccentricità:

$$B^* = B - 2 e_B \quad e_B < 0.5 B$$

$$L^* = L - 2 e_L \quad e_L < 0.5 L$$

Il coefficiente di sicurezza γ_R fa riferimento ai valori riportati nella tabella 6.4.I delle NTC18 (R3: $\gamma_R = 2.3$). Il valore del sovraccarico risulta quello di uno scavo di 1.3 m per l'inserimento della fondazione, $q \approx 23.4$ kPa.

¹ Brinch Hansen, J (1970) “A revised and extended Formula for Bearing Capacity”. Bull. 28, Danish Geotech Inst, Copenhagen.

Comb.	e _x [m]	e _y [m]	B* _y [m]	L* _x [m]	σ _t [kPa]	N _c (-)	c _u (kPa)	s _c (-)	m (-)	H (kN)	i _c (-)	d _c (-)	q (kPa)	r _d (kPa)	C.S.
SLU Perm	0.00	0.00	2.20	4.00	36.93	5.14	150.00	1.11	1.65	0.00	1.00	1.24	23.40	470.36	12.74
SLU Perm + Folla	0.00	0.00	2.20	4.00	48.41	5.14	150.00	1.11	1.65	0.00	1.00	1.24	23.40	470.36	9.72
SLV pesi sismici	0.00	0.00	2.20	4.00	30.57	5.14	150.00	1.11	1.65	0.00	1.00	1.24	23.40	470.36	15.39
SLV Earthq.+X+Y	0.91	0.25	1.71	2.18	72.17	5.14	150.00	1.16	1.56	70.88	0.96	1.30	23.40	496.60	6.88
SLV Earthq.+X-Y	0.91	0.25	1.71	2.18	72.17	5.14	150.00	1.16	1.56	70.88	0.96	1.30	23.40	496.60	6.88
SLV Earthq.-X+Y	0.91	0.25	1.71	2.18	72.17	5.14	150.00	1.16	1.56	70.88	0.96	1.30	23.40	496.60	6.88
SLV Earthq.-X-Y	0.91	0.25	1.71	2.18	72.17	5.14	150.00	1.16	1.56	70.88	0.96	1.30	23.40	496.60	6.88
SLV Earthq.+Y+X	0.25	0.91	0.39	3.51	197.44	5.14	150.00	1.02	1.90	70.88	0.87	1.51	23.40	462.03	2.34
SLV Earthq.+Y-X	0.25	0.91	0.39	3.51	197.44	5.14	150.00	1.02	1.90	70.88	0.87	1.51	23.40	462.03	2.34
SLV Earthq.-Y+X	0.25	0.91	0.39	3.51	197.44	5.14	150.00	1.02	1.90	70.88	0.87	1.51	23.40	462.03	2.34
SLV Earthq.-Y-X	0.25	0.91	0.39	3.51	197.44	5.14	150.00	1.02	1.90	70.88	0.87	1.51	23.40	462.03	2.34
SLE Perm	0.00	0.00	2.20	4.00	30.57	5.14	150.00	1.11	1.65	0.00	1.00	1.24	23.40	470.36	15.39
SLE Perm + Folla	0.00	0.00	2.20	4.00	39.09	5.14	150.00	1.11	1.65	0.00	1.00	1.24	23.40	470.36	12.03

Tabella 5-8 – Verifica geotecnica della fondazione

Lo stato di sollecitazione sulla lastra è valutato cautelativamente a partire dalle pressioni sul terreno (σ_t) detratte del contributo favorevole del ricoprimento di terreno, mediante le relazioni seguenti:

Direzione trasversale

$$M_{Ed} = \sigma_t \cdot L^2 / 10 = 177.44 \text{ kPa} \cdot 2.5^2 / 10 = 110.90 \text{ kNm/m}$$

Direzione longitudinale

$$M_{Ed} = \sigma_t \cdot L^2 / 10 = 177.44 \text{ kPa} \cdot 1^2 / 2 = 88.72 \text{ kNm/m}$$

La sezione è armata con 1+1Ø14/20 cm (A_s = 1005.31 mm²/m) in entrambe le direzioni, e staffe in numero di 2Ø12/20 cm (A_w = 226.20 mm²), essendo l'altezza utile della sezione d = 650 mm, il momento e il taglio resistente della sezione risultano dalle relazioni:

$$M_{Rd} = 0.9d \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

Direzione trasversale

$$M_{Rd} = 121.98 \text{ kNm/m}$$

Direzione longitudinale

$$M_{Rd} = 116.56 \text{ kNm/m}$$

La verifica risulta soddisfatta.

APPENDICE A – VERIFICHE DELLE SEZIONI IN CLS ARMATO

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA NON DISSIPATIVA IN C.A.

NOME SEZIONE: Passerella Rio Verde - Pila alta Comb. Sismiche

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze in campo sostanzialmente elastico

Tipologia sezione: Sezione generica di Pilastro

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: Comb. sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C32/40
 Resis. compr. di progetto fcd: 18.1 MPa
 Resis. compr. ridotta fcd': 9.1 MPa
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 33346.0 MPa
 Resis. media a trazione fctm: 3.02 MPa
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00
 Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti: 18.0 MPa
 Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.: 0.300 mm

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 450.0 MPa
 Resist. caratt. rottura ftk: 450.0 MPa
 Resist. snerv. di progetto fyd: 391.3 MPa
 Resist. ultima di progetto ftd: 391.3 MPa
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 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

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-60.0	0.0
2	-60.0	400.0
3	60.0	400.0
4	60.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-52.1	7.9	20
2	-52.1	392.1	20
3	52.1	392.1	20
4	52.1	7.9	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	2	20	20
2	3	4	20	20

3	2	3	5	20
4	1	4	5	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
 Passo staffe: 20.0 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	850.76	0.00	1044.94	0.00	456.65
2	855.68	-1000.71	-12.34	459.32	-3.08
3	730.36	0.00	-13.69	0.00	-3.42
4	860.61	0.00	-1069.62	0.00	-462.82
5	855.68	1000.71	-12.34	-459.32	-3.08
6	981.01	0.00	-10.99	0.00	-2.75
7	813.78	-306.78	1044.50	139.85	456.54
8	887.74	-306.78	1045.39	139.85	456.76
9	813.78	306.78	1044.50	-139.85	456.54
10	887.74	306.78	1045.39	-139.85	456.76
11	823.63	-306.78	-1070.07	139.85	-462.93
12	897.59	-306.78	-1069.18	139.85	-462.71
13	823.63	306.78	-1070.07	-139.85	-462.93
14	897.59	306.78	-1069.18	-139.85	-462.71
15	817.08	-1000.71	312.67	459.32	136.79
16	891.04	-1000.71	313.56	459.32	137.01
17	820.33	-1000.71	-338.24	459.32	-143.18
18	894.29	-1000.71	-337.35	459.32	-142.96
19	817.08	1000.71	312.67	-459.32	136.79
20	891.04	1000.71	313.56	-459.32	137.01
21	820.33	1000.71	-338.24	-459.32	-143.18
22	894.29	1000.71	-337.35	-459.32	-142.96
23	728.74	-306.78	311.77	139.85	136.57
24	728.74	306.78	311.77	-139.85	136.57
25	731.99	-306.79	129.85	139.85	91.09
26	731.99	306.79	129.85	-139.85	91.09
27	979.38	-306.78	-154.52	139.85	-97.25
28	979.38	306.78	-154.52	-139.85	-97.25
29	982.63	-306.78	-336.44	139.85	-142.73
30	982.63	306.78	-336.44	-139.85	-142.73

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)
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	855.68	0.00 (0.00)	-12.34 (0.00)
2	994.43	-11.60 (0.00)	-20.18 (0.00)
3	925.06	50.84 (0.00)	-16.26 (0.00)
4	925.06	-74.03 (0.00)	-16.26 (0.00)
5	995.38	-11.60 (0.00)	-75.68 (0.00)

6	925.53	52.66 (0.00)	-44.01 (0.00)
7	925.53	-75.85 (0.00)	-44.01 (0.00)
8	993.49	-11.60 (0.00)	35.32 (0.00)
9	924.59	49.02 (0.00)	11.49 (0.00)
10	924.59	-72.22 (0.00)	11.49 (0.00)
11	994.44	-32.29 (0.00)	-20.18 (0.00)
12	925.06	30.15 (0.00)	-16.26 (0.00)
13	925.06	-94.73 (0.00)	-16.26 (0.00)
14	995.38	-32.29 (0.00)	-75.68 (0.00)
15	925.53	31.96 (0.00)	-44.01 (0.00)
16	925.53	-96.55 (0.00)	-44.01 (0.00)
17	993.49	-32.29 (0.00)	35.32 (0.00)
18	924.59	28.33 (0.00)	11.49 (0.00)
19	924.59	-92.91 (0.00)	11.49 (0.00)
20	994.43	9.10 (0.00)	-20.18 (0.00)
21	925.06	71.54 (0.00)	-16.26 (0.00)
22	925.06	-53.34 (0.00)	-16.26 (0.00)
23	995.38	9.10 (0.00)	-75.68 (0.00)
24	925.53	73.35 (0.00)	-44.01 (0.00)
25	925.53	-55.16 (0.00)	-44.01 (0.00)
26	993.49	9.10 (0.00)	35.32 (0.00)
27	924.59	69.72 (0.00)	11.49 (0.00)
28	924.59	-51.52 (0.00)	11.49 (0.00)
29	994.44	-32.29 (0.00)	-28.69 (0.00)
30	925.06	30.15 (0.00)	-24.76 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.9 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 15.4 cm
 Copriferro netto minimo staffe: 5.3 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE SOSTANZIALMENTE ELASTICO

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 Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N° Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	850.76	0.00	1044.94	850.74	0.00	3622.60	3.47169.6 (144.0)	
2	S	855.68	-1000.71	-12.34	855.91	-9664.25	-139.71	9.66169.6 (144.0)	
3	S	730.36	0.00	-13.69	730.26	0.04	-3564.37	260.36169.6 (144.0)	
4	S	860.61	0.00	-1069.62	860.74	0.00	-3627.42	3.39169.6 (144.0)	
5	S	855.68	1000.71	-12.34	855.91	9664.25	-139.71	9.66169.6 (144.0)	
6	S	981.01	0.00	-10.99	981.01	0.05	-3685.39	335.34169.6 (144.0)	
7	S	813.78	-306.78	1044.50	813.61	-1014.31	3473.75	3.32169.6 (144.0)	
8	S	887.74	-306.78	1045.39	887.76	-1011.70	3510.73	3.35169.6 (144.0)	
9	S	813.78	306.78	1044.50	813.61	1014.31	3473.75	3.32169.6 (144.0)	
10	S	887.74	306.78	1045.39	887.76	1011.70	3510.73	3.35169.6 (144.0)	
11	S	823.63	-306.78	-1070.07	823.35	-999.89	-3480.58	3.25169.6 (144.0)	
12	S	897.59	-306.78	-1069.18	897.44	-1017.94	-3514.61	3.29169.6 (144.0)	
13	S	823.63	306.78	-1070.07	823.35	999.89	-3480.58	3.25169.6 (144.0)	
14	S	897.59	306.78	-1069.18	897.44	1017.94	-3514.61	3.29169.6 (144.0)	
15	S	817.08	-1000.71	312.67	817.01	-6846.06	2109.61	6.83169.6 (144.0)	
16	S	891.04	-1000.71	313.56	891.18	-6931.01	2136.29	6.92169.6 (144.0)	
17	S	820.33	-1000.71	-338.24	820.09	-6597.10	-2219.30	6.59169.6 (144.0)	
18	S	894.29	-1000.71	-337.35	894.31	-6688.30	-2243.08	6.68169.6 (144.0)	
19	S	817.08	1000.71	312.67	817.01	6846.06	2109.61	6.83169.6 (144.0)	
20	S	891.04	1000.71	313.56	891.18	6931.01	2136.29	6.92169.6 (144.0)	

Documento: Relazione di calcolo delle opere in cemento armato e relative fondazioni - Passerella ciclopedonale Rio Verde

Codice: REL-5-2

Data: Novembre 2023

21	S	820.33	1000.71	-338.24	820.09	6597.10	-2219.30	6.59169.6 (144.0)
22	S	894.29	1000.71	-337.35	894.31	6688.30	-2243.08	6.68169.6 (144.0)
23	S	728.74	-306.78	311.77	728.79	-3075.60	3127.37	10.03169.6 (144.0)
24	S	728.74	306.78	311.77	728.79	3075.60	3127.37	10.03169.6 (144.0)
25	S	731.99	-306.79	129.85	731.91	-5767.21	2470.75	18.83169.6 (144.0)
26	S	731.99	306.79	129.85	731.91	5767.21	2470.75	18.83169.6 (144.0)
27	S	979.38	-306.78	-154.52	979.39	-5461.95	-2747.44	17.80169.6 (144.0)
28	S	979.38	306.78	-154.52	979.39	5461.95	-2747.44	17.80169.6 (144.0)
29	S	982.63	-306.78	-336.44	982.33	-2979.34	-3275.34	9.72169.6 (144.0)
30	S	982.63	306.78	-336.44	982.33	2979.34	-3275.34	9.72169.6 (144.0)

METODO AGLI STATI LIMITE IN CAMPO SOSTANZIALMENTE ELASTICO - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 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,0 sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,0 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,0 sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00049	60.0	400.0	0.00032	52.1	392.1	-0.00196	-52.1	7.9
2	0.00049	-60.0	0.0	0.00044	-52.1	7.9	-0.00196	52.1	392.1
3	0.00048	-60.0	400.0	0.00031	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
4	0.00049	-60.0	400.0	0.00032	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
5	0.00049	-60.0	400.0	0.00044	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
6	0.00050	-60.0	400.0	0.00032	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
7	0.00055	60.0	0.0	0.00038	52.1	7.9	-0.00196	-52.1	392.1
8	0.00055	60.0	0.0	0.00038	52.1	7.9	-0.00196	-52.1	392.1
9	0.00055	60.0	400.0	0.00038	52.1	392.1	-0.00196	-52.1	7.9
10	0.00055	60.0	400.0	0.00038	52.1	392.1	-0.00196	-52.1	7.9
11	0.00055	-60.0	0.0	0.00038	-52.1	7.9	-0.00196	52.1	392.1
12	0.00055	-60.0	0.0	0.00038	-52.1	7.9	-0.00196	52.1	392.1
13	0.00055	-60.0	400.0	0.00038	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
14	0.00055	-60.0	400.0	0.00038	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
15	0.00077	60.0	0.0	0.00066	52.1	7.9	-0.00196	-52.1	392.1
16	0.00078	60.0	0.0	0.00066	52.1	7.9	-0.00196	-52.1	392.1
17	0.00078	-60.0	0.0	0.00066	-52.1	7.9	-0.00196	52.1	392.1
18	0.00078	-60.0	0.0	0.00066	-52.1	7.9	-0.00196	52.1	392.1
19	0.00077	60.0	400.0	0.00066	52.1	392.1	-0.00196	-52.1	7.9
20	0.00078	60.0	400.0	0.00066	52.1	392.1	-0.00196	-52.1	7.9
21	0.00078	-60.0	400.0	0.00066	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
22	0.00078	-60.0	400.0	0.00066	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
23	0.00065	60.0	0.0	0.00049	52.1	7.9	-0.00196	-52.1	392.1
24	0.00065	60.0	400.0	0.00049	52.1	392.1	-0.00196	-52.1	7.9
25	0.00077	60.0	0.0	0.00063	52.1	7.9	-0.00196	-52.1	392.1
26	0.00077	60.0	400.0	0.00063	52.1	392.1	-0.00196	-52.1	7.9
27	0.00077	-60.0	0.0	0.00063	-52.1	7.9	-0.00196	52.1	392.1
28	0.00077	-60.0	400.0	0.00063	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9
29	0.00066	-60.0	0.0	0.00050	-52.1	7.9	-0.00196	52.1	392.1
30	0.00066	-60.0	400.0	0.00050	-52.1	392.1	-0.00196	52.1	7.9

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,0 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	0.000021804	0.000000000	-0.000820499	----	----
2	-0.000000554	-0.000006078	0.000455374	----	----
3	-0.000021729	0.000000000	-0.000824439	----	----
4	-0.000021810	0.000000000	-0.000820176	----	----

5	-0.000000554	0.000006078	-0.001975660	----	----
6	-0.000021885	0.000000000	-0.000816305	----	----
7	0.000020908	-0.000000405	-0.000708302	----	----
8	0.000020963	-0.000000401	-0.000706917	----	----
9	0.000020908	0.000000405	-0.000870379	----	----
10	0.000020963	0.000000401	-0.000867488	----	----
11	-0.000020929	-0.000000399	-0.000709810	----	----
12	-0.000020964	-0.000000404	-0.000705953	----	----
13	-0.000020929	0.000000399	-0.000869226	----	----
14	-0.000020964	0.000000404	-0.000867480	----	----
15	0.000010788	-0.000003878	0.000126314	----	----
16	0.000010831	-0.000003884	0.000130736	----	----
17	-0.000011665	-0.000003639	0.000077959	----	----
18	-0.000011677	-0.000003653	0.000084106	----	----
19	0.000010788	0.000003878	-0.001425066	----	----
20	0.000010831	0.000003884	-0.001422869	----	----
21	-0.000011665	0.000003639	-0.001377514	----	----
22	-0.000011677	0.000003653	-0.001376987	----	----
23	0.000018867	-0.000001262	-0.000478692	----	----
24	0.000018867	0.000001262	-0.000983502	----	----
25	0.000013963	-0.000002951	-0.000071925	----	----
26	0.000013963	0.000002951	-0.001252365	----	----
27	-0.000015509	-0.000002530	-0.000156364	----	----
28	-0.000015509	0.000002530	-0.001168485	----	----
29	-0.000019204	-0.000001191	-0.000489170	----	----
30	-0.000019204	0.000001191	-0.000965372	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)
 I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil. [cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz. [cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	456.65	13023.662028.89112.1	103.2400.02.500	1.010	4.520.1(0.0)				
2	S	457.15	12230.646742.49368.9	342.8113.02.500	1.010	1.420.1(0.0)				
3	S	3.42	13021.542031.34112.1	103.3400.02.500	1.008	0.020.1(0.0)				
4	S	462.82	13023.832028.69112.1	103.1400.02.500	1.010	4.620.1(0.0)				
5	S	457.15	12230.646742.49368.9	342.8113.02.500	1.010	1.420.1(0.0)				
6	S	2.75	13026.242026.28112.1	103.0400.02.500	1.011	0.020.1(0.0)				
7	S	453.74	12992.182028.61112.0	103.1399.32.500	1.009	4.520.1(0.0)				
8	S	454.00	12992.462027.02112.0	103.1399.22.500	1.010	4.520.1(0.0)				
9	S	453.74	12992.182028.61112.0	103.1399.32.500	1.009	4.520.1(0.0)				
10	S	454.00	12992.462027.02112.0	103.1399.22.500	1.010	4.520.1(0.0)				
11	S	460.18	12991.412028.36112.0	103.1399.22.500	1.009	4.620.1(0.0)				
12	S	459.93	12992.942026.84112.0	103.0399.22.500	1.010	4.620.1(0.0)				
13	S	460.18	12991.412028.36112.0	103.1399.22.500	1.009	4.620.1(0.0)				
14	S	459.93	12992.942026.84112.0	103.0399.22.500	1.010	4.620.1(0.0)				
15	S	26.67	6799.272043.54116.9	103.9207.42.500	1.009	0.320.1(0.0)				
16	S	26.07	6868.592043.16116.9	103.9209.42.500	1.010	0.320.1(0.0)				
17	S	0.10	7201.972037.22115.8	103.6220.42.500	1.009	0.020.1(0.0)				

18	S	0.69	7234.322035.95115.8	103.5221.32.500	1.010	0.020.1(0.0)
19	S	26.67	6799.272043.54116.9	103.9207.42.500	1.009	0.320.1(0.0)
20	S	26.07	6868.592043.16116.9	103.9209.42.500	1.010	0.320.1(0.0)
21	S	0.10	7201.972037.22115.8	103.6220.42.500	1.009	0.020.1(0.0)
22	S	0.69	7234.322035.95115.8	103.5221.32.500	1.010	0.020.1(0.0)
23	S	126.93	12974.972035.81111.9	103.5397.72.500	1.008	1.320.1(0.0)
24	S	126.93	12974.972035.81111.9	103.5397.72.500	1.008	1.320.1(0.0)
25	S	60.20	8619.592035.83113.9	103.5264.22.500	1.008	0.620.1(0.0)
26	S	60.20	8619.592035.83113.9	103.5264.22.500	1.008	0.620.1(0.0)
27	S	73.46	10108.892038.28113.2	103.6308.62.500	1.011	0.720.1(0.0)
28	S	73.46	10108.892038.28113.2	103.6308.62.500	1.011	0.720.1(0.0)
29	S	133.80	12988.982028.34111.9	103.1398.42.500	1.011	1.320.1(0.0)
30	S	133.80	12988.982028.34111.9	103.1398.42.500	1.011	1.320.1(0.0)

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI 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 calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.18	-60.0	400.0	2.4	52.1	26.2	----	----
2	S	0.22	-60.0	0.0	2.7	52.1	392.1	----	----
3	S	0.21	-60.0	400.0	2.3	52.1	7.9	----	----
4	S	0.22	-60.0	0.0	2.2	52.1	392.1	----	----
5	S	0.27	-60.0	0.0	2.0	52.1	392.1	----	----
6	S	0.24	-60.0	400.0	2.0	52.1	7.9	----	----
7	S	0.25	-60.0	0.0	1.9	52.1	392.1	----	----
8	S	0.23	60.0	0.0	2.5	-52.1	392.1	----	----
9	S	0.21	60.0	400.0	2.4	-52.1	7.9	----	----
10	S	0.21	60.0	0.0	2.3	-52.1	392.1	----	----
11	S	0.23	-60.0	0.0	2.6	52.1	392.1	----	----
12	S	0.21	-60.0	400.0	2.4	52.1	7.9	----	----
13	S	0.23	-60.0	0.0	2.1	52.1	392.1	----	----
14	S	0.28	-60.0	0.0	1.9	52.1	392.1	----	----
15	S	0.23	-60.0	400.0	2.1	52.1	7.9	----	----
16	S	0.25	-60.0	0.0	1.8	52.1	392.1	----	----
17	S	0.24	60.0	0.0	2.4	-52.1	392.1	----	----
18	S	0.20	60.0	400.0	2.5	-52.1	7.9	----	----
19	S	0.22	60.0	0.0	2.2	-52.1	392.1	----	----
20	S	0.22	-60.0	400.0	2.7	52.1	7.9	----	----
21	S	0.22	-60.0	400.0	2.2	52.1	7.9	----	----
22	S	0.21	-60.0	0.0	2.3	52.1	392.1	----	----
23	S	0.27	-60.0	400.0	2.0	52.1	7.9	----	----
24	S	0.25	-60.0	400.0	1.9	52.1	7.9	----	----
25	S	0.24	-60.0	0.0	2.0	52.1	392.1	----	----
26	S	0.23	60.0	400.0	2.5	-52.1	7.9	----	----
27	S	0.21	60.0	400.0	2.3	-52.1	7.9	----	----
28	S	0.21	60.0	0.0	2.4	-52.1	392.1	----	----
29	S	0.23	-60.0	0.0	2.5	52.1	392.1	----	----
30	S	0.22	-60.0	400.0	2.3	52.1	7.9	----	----

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

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

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]

k3 = 0.000 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.000 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	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
4	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
5	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
6	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
7	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
8	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
9	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
10	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
11	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
12	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
13	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
14	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
15	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
16	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
17	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
18	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
19	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
20	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
21	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
22	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
23	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
24	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
25	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
26	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
27	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
28	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
29	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00
30	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	----	0.00	0.00