



**ATTUAZIONE PIANO NAZIONALE SICUREZZA STRADALE (PNSS) -
PROGRAMMA CICLABILI
(Del.G.R. n.352 del 27/03/2017)**

Collegamento pista ciclabile Borgo Tuliero

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborati civili

SOLETTA (Tratto 1) - Relazione di calcolo

TAVOLA :

3.10

OTTOBRE 2018

PROGETTAZIONE :

Ing. Maurizio Montanari

 **PROGRA**
PROGRA S.R.L. - Via Pirano, 7 - 48100 RAVENNA - Tel. 0544.591511 - Fax 0544.591344

Nome file : 3.10 Soletta - relazione di calcolo

Codifica PROGRA:

Sommario

1	Documenti di sintesi	2
1.1	Descrizione dell'intervento	2
1.2	Condizioni d'uso e livelli di sicurezza strutturale	3
2	Normative e riferimenti	4
2.1	Normative	4
2.2	Riferimenti	4
2.2.1	Elaborati grafici relativi al progetto presentato	4
2.2.2	Elaborati	4
3	Relazione sui materiali	5
3.1	Calcestruzzo	5
3.2	Acciaio per c.c.a.	6
4	Analisi dei carichi.....	7
4.1	Peso proprio delle strutture	7
4.2	Carichi permanenti	7
4.2.1	Finiture superficiali.....	7
4.3	Carichi variabili	7
4.3.1	Azione della folla compatta.....	7
4.3.2	Spinte su parapetto	7
4.3.3	Spinte su guard-rail	7
4.4	Azioni sismiche.....	8
5	SOLETTA A SBALZO	10
5.1	Descrizione struttura e ipotesi di calcolo	10
5.2	Analisi dei carichi e combinazioni di carico	11
5.3	Verifiche della soletta	13
5.3.1	Verifiche SLU (flessione e taglio)	13
5.3.2	Verifiche SLU (punzonamento)	14
5.3.3	Verifiche SLE.....	16
5.4	Verifica dei pali.....	17
5.4.1	Verifiche geotecniche	17
5.4.2	Verifica di resistenza del palo.....	17

1 Documenti di sintesi

1.1 Descrizione dell'intervento

Con deliberazione di Giunta Comunale n. 322 del 10/12/2015 è stato approvato il progetto definitivo relativo alla realizzazione di un importante tratto di pista ciclopedonale, della lunghezza di circa ml.1.200 e larghezza di ml. 2,50, che si riallaccia ad un percorso ciclabile esistente compreso tra la frazione di Borgo Tuliero e l'incrocio con la S.P. n. 16; si prevede di effettuare i relativi lavori nel corso del 2018.

Resta escluso un tratto iniziale nell'immediata prossimità del centro urbano, dall'incrocio della S.P. n. 16 con Via S. Martino in prosecuzione della ciclabile in fregio al Ponte Rosso della lunghezza di circa ml. 100, la cui attuazione era inizialmente prevista negli strumenti urbanistici come opera di urbanizzazione a carico di un soggetto privato nell'ambito di un piano di trasformazione urbana che non è stato realizzato da parte del privato stesso.

Pertanto il presente progetto si pone quale obiettivo il completamento della rete ciclopedonale esistente, conferendo continuità al collegamento tra una frazione in ambito extraurbano e il capoluogo e mettendo in sicurezza un percorso fruibile dagli abitanti negli spostamenti, utilizzabile anche come itinerario cicloturistico-paesaggistico.

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento statico e sismico della soletta in c.c.a prevista nel tratto nell'ambito del progetto di realizzazione di una pista ciclabile di collegamento Faenza – Borgo Tuliero in località Ponte Rosso.

1.2 Condizioni d'uso e livelli di sicurezza strutturale

Si adottano i seguenti parametri di progetto:

Vita nominale:	$V_N = 50$ anni;
Classe d'uso:	III;
Coefficiente c_u :	$c_u = 1.50$;
Vita di riferimento:	$V_R = 75$ anni;
Categoria topografica:	T1
Amplificazione stratigrafica:	terreno di tipo E (rif. [EP3])
Coordinate di sito:	11.8772 E / 44.277 N

2 Normative e riferimenti

2.1 Normative

- [N1] D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni;
- [N2] UNI EN 1992-1-1 (2005) Eurocodice 1: Progettazione strutture in calcestruzzo – Parte 1-1 Regole generali e regole per edifici;
- [N3] UNI EN 1998-1 (2005) Eurocodice 8: Progettazione sismica – Parte 1: Regole generali e regole per edifici;
- [N4] UNI EN 1998-5 (2005) Eurocodice 8: Progettazione sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

2.2 Riferimenti

2.2.1 *Elaborati grafici relativi al progetto presentato*

- [EG1.] 3.04 Planimetria e sezioni di stato di fatto;
- [EG2.] 3.05 Planimetria e sezioni di stato di progetto;
- [EG3.] 3.06 Profili longitudinali;
- [EG4.] 3.11 Soletta (tratto 1) – Casseratura;
- [EG5.] 3.12 Soletta (tratto 1) – Armatura.

2.2.2 *Elaborati*

- [EP1.] 3.02 - Relazione geotecnica
- [EP2.] 3.03 - Piano di manutenzione

3 Relazione sui materiali

3.1 Calcestruzzo

Elemento	Classe esposizione	di	Classe resistenza minima	di	Ricoprimento	Classe consistenza	di	Dimensione massima aggregato
Pali	XC2		C25/30		40mm	S5		20mm
Fondazioni	XC2		C25/30		40mm	S4		20mm
Elevazione Muri	XC4		C32/40		40mm	S4		20mm
Solette-cordoli	XC4 + XD1 + XF4		C32/40		45mm	S4		20mm

Le corrispondenti resistenze risultano pari a:

Calcestruzzo C25/30

Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$
Fattore parziale sul materiale	$\gamma_c = 1.50$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 24.90 / 1.5 = 14.11 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione:	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$
Modulo elastico istantaneo:	$E_{cls} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 31450 \text{ MPa}$

Calcestruzzo C32/40

Classe di resistenza:	C32/40
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ MPa}$
Fattore parziale sul materiale	$\gamma_c = 1.50$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0.85 * 33.20 / 1.5 = 18.81 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione:	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.16 \text{ MPa}$
Modulo elastico istantaneo:	$E_{cls} = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642 \text{ MPa}$

3.2 Acciaio per c.c.a

Acciaio per c.a. B450C

Tensione di snervamento nominale:

$f_{ynom} = 450 \text{ MPa}$

Tensione di rottura nominale:

$f_{tnom} = 540 \text{ MPa}$

Fattore parziale sul materiale

$\gamma_s = 1.15$

Tensione di snervamento caratteristica

$f_{yk} \geq f_{ynom}$

Tensione di rottura caratteristica

$f_{yk} \geq f_{tnom}$

Rapporto $(f_t / f_y)_k$

$1.15 < (f_t / f_y)_k \leq 1.35$

Rapporto $(f_t / f_y)_{nom}$

$(f_t / f_y)_k \leq 1.25$

Allungamento a rottura

$(A_{gt})_k \geq 7.50\%$

4 Analisi dei carichi

4.1 Peso proprio delle strutture

Il peso proprio delle strutture in c.c.a è calcolato a partire dalla geometria degli elementi considerando un peso specifico del materiale pari a $\gamma = 25 \text{ kN/mc}$.

4.2 Carichi permanenti

4.2.1 Finiture superficiali

Si considerano i seguenti carichi permanenti:

- peso del pacchetto di finitura: 3.00 kPa $\gamma_g = 1.0/1.30$
- peso del guard-rail: 1.50 kN/m; $\gamma_g = 1.0/1.30$
- peso parapetto: 1.50 kN/m $\gamma_g = 1.0/1.30$

4.3 Carichi variabili

4.3.1 Azione della folla compatta

Si considera un carico variabile da folla compatta pari a (schema di carico 5 definito al par. 5.1.3.3 [N1]):

$$q_f = 5 \text{ kPa} \quad (\Psi_1 = 0.75, \Psi_2 = 0.0, \gamma_q = 1.30)$$

4.3.2 Spinte su parapetto

Si considera un carico orizzontale applicato a 1.10m di altezza pari a (par. 5.1.3.10 [N1]):

$$q_h = 1.50 \text{ kN/m}$$

4.3.3 Spinte su guard-rail

Si considera un carico orizzontale applicato a 1.10m di altezza pari a (par. 5.1.3.10 [N1]):

$$q_h = 1.50 \text{ kN/m}$$

4.4 Azioni sismiche

L'azione sismica viene definita a partire dai seguenti parametri di input:

Vita nominale: $V_N = 50$ anni;
Classe d'uso: III;
Coefficiente c_u : $c_u = 1.50$;
Vita di riferimento: $V_R = 75$ anni;
Categoria topografica: T1
Amplificazione stratigrafica: terreno di tipo E
Coordinate di sito: 11.8772 E / 44.277 N

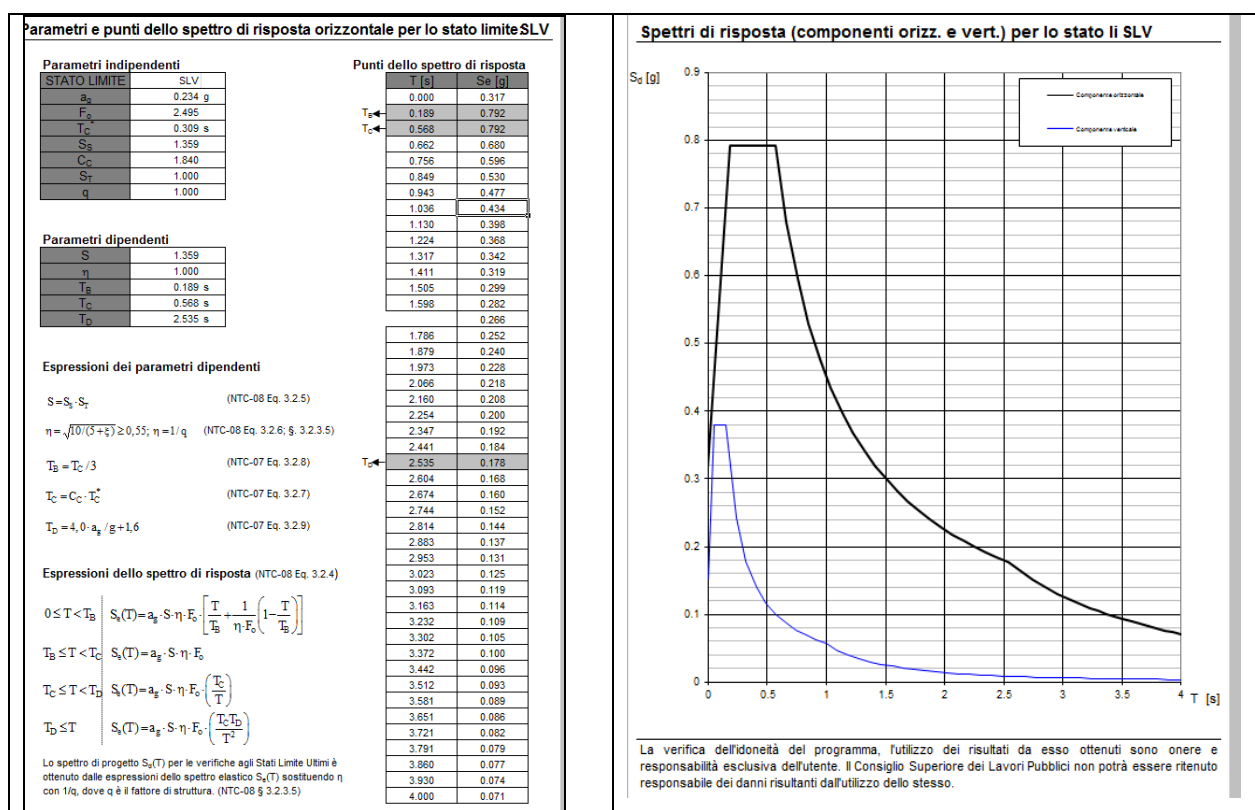


Tabella 1 Spettri di risposta elastico SLV

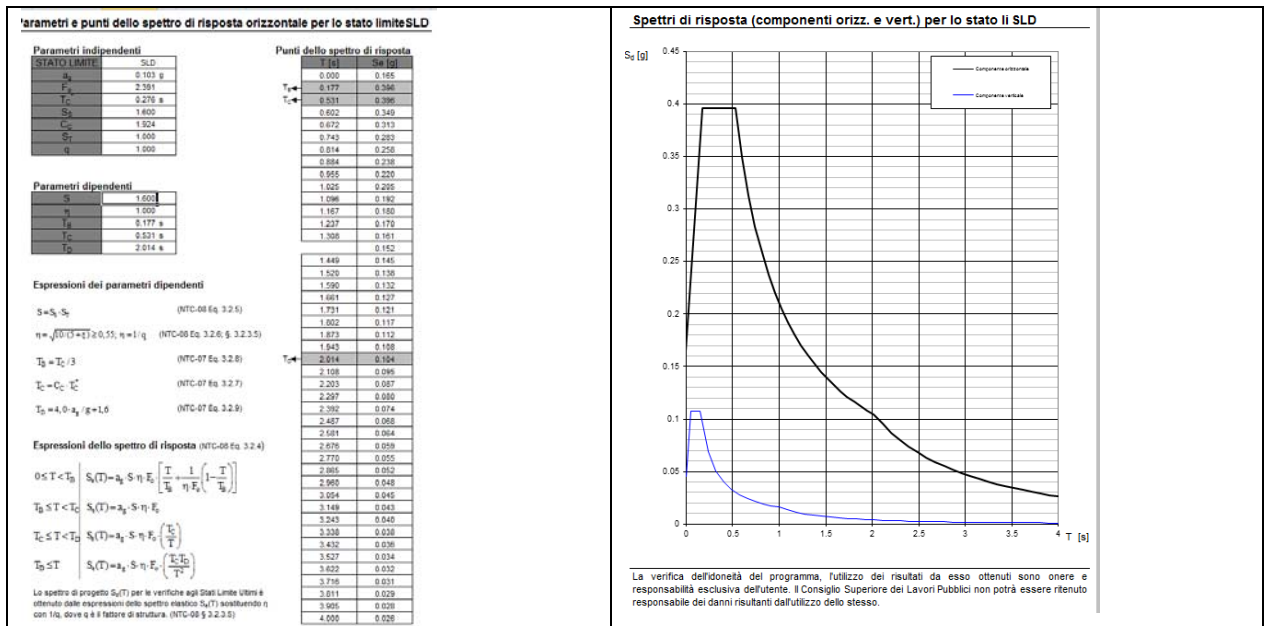


Tabella 2 Spettri di risposta elastico SLD

5 SOLETTA A SBALZO

5.1 Descrizione struttura e ipotesi di calcolo

Un tratto di pista ciclabile verrà realizzato mediante soletta in c.c.a a "sbalzo" dal rilevato stradale. La soletta verrà fondata su pali di diametro pari a 40cm, lunghezza pari a 7m posti a quinconce con interasse pari a 180cm (distanza longitudinale pari a 200cm).

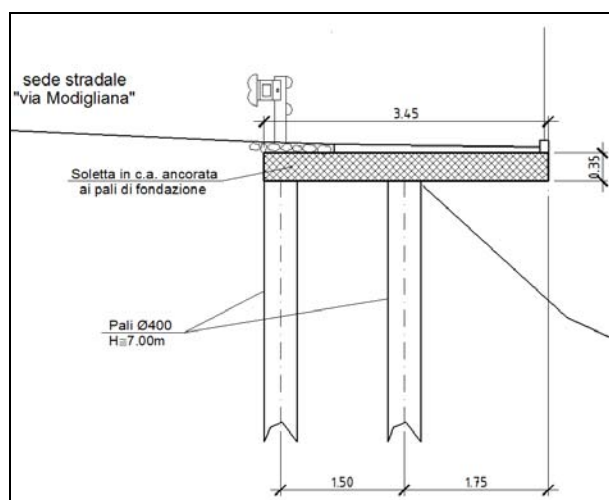


Figura 1 Sezione trasversale tipica

Il calcolo della struttura viene eseguito con modello agli elementi finiti schematizzando una striscia di soletta pari a 2m mediante elemento beam di rigidezza equivalente ed inserendo due molle schematizzanti i pali di rigidezza verticale ed orizzontale pari rispettivamente a $k_v = 58760 \text{ kN/m}$ e $k_h = 5580 \text{ kN/m}$.

5.2 Analisi dei carichi e combinazioni di carico

Con riferimento ad una striscia di soletta pari a 2m, sono stati considerati i seguenti carichi:

- peso proprio della soletta: $g1 = \gamma * s * L = 25 * 0.35 * 2 = 17.50 \text{ kN/m}$;
 - peso permanente (finitura sup.): $g2 = 3 * 2 = 6 \text{ kN/m}$;
 - peso parapetto: $g2 = 1.5 * 2 = 3 \text{ kN/m}$;
 - carico variabile: $q4 = 5 * 2 = 10 \text{ kN/m}$ (3 distribuzioni A-B-C)
 - carico variabile su parapetto $q8 = 1.50 * 2 = 3 \text{ kN}$ @ $H=1.1\text{m}$ da piano viario.
- L'azione sismica è stata calcolata assumendo una accelerazione pari a $S_s * S_T * a_g = 1.36 * 1.20 * 0.234 = 0.38g$ applicata alle masse derivanti da peso proprio e carichi permanenti.

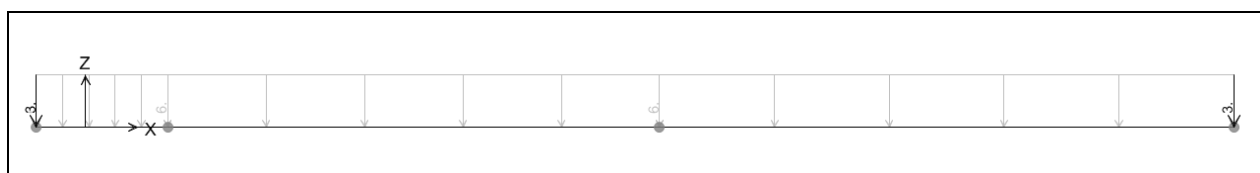


Figura 2 Distribuzione carico g2

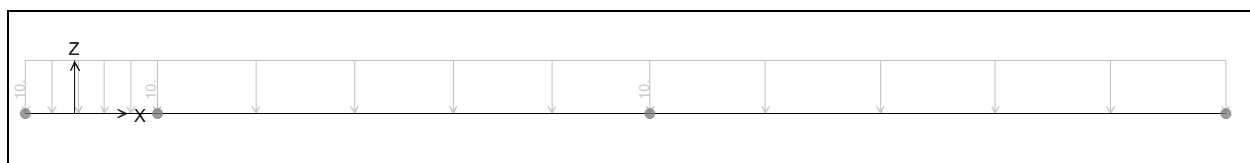


Figura 3 Distribuzione "A" carico q4

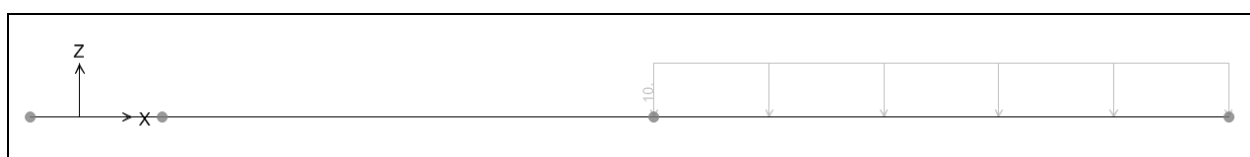


Figura 4 Distribuzione "B" carico q4

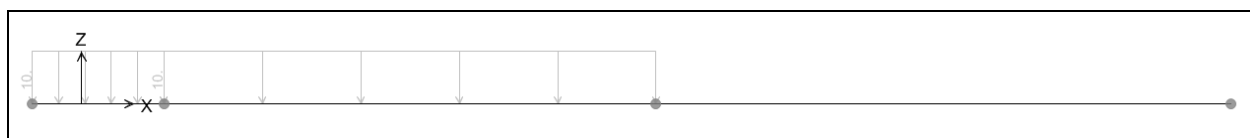


Figura 5 Distribuzione "C" carico q4

Sono stati considerati i seguenti carichi elementari.

Caso di carico	Descrizione
01-G1	Peso proprio struttura
02-G2(3kPa)	Carico permanente
03-q4(A)	Carico variabile pos. A
03-q4(B)	Carico variabile pos. B
03-q4(C)	Carico variabile pos. C
04-q8(1.50kN/m)	Spinta su parapetto
05-Q(urto)	Urto su guard-rail
11-Ex	Azione sismica trasversale

Sono state considerate le seguenti combinazioni di calcolo.

Combo	01	02	03A	03B	03C	04	05	11
101(str-q4A)	1.35	1.35	1.3	-	-	-	-	-
102(str-q4B)	1.35	1.35	-	1.3	-	-	-	-
103(str-q4C)	1.35	1.35	-	-	1.3	-	-	-
104(g1 + g2)	1.35	1.35	-	-	-	-	-	-
105(str-q8)	1.35	1.35	-	1.3	-	1.3	-	-
201(ECC-urto)	1	1	-	-	-	-	1	-
301(SLV)	1	1	-	-	-	-	-	1
403(freq)	1	1	-	0.75	-	-	-	-
404(qp)	1	1	-	-	-	-	-	-

5.3 Verifiche della soletta

5.3.1 Verifiche SLU (flessione e taglio)

La striscia di soletta di larghezza pari a 2m, in condizioni SLU, risulta soggetta alle seguenti sollecitazioni massime (combo 105).

$M_{sdmax} = 80 \text{ kNm/2m}$ momento flettente massimo (tese le fibre superiori)
 $V_{sdmax} = 82 \text{ kN/2m}$ taglio massimo

Sezione resistente:

$b = 200 \text{ cm}$

$h = 35 \text{ cm}$

$A_a = 1\phi 12/20 + 1\phi 12/40 = 16.95 \text{ cm}^2/2m$ armatura superiore

$A_{a'} = 1\phi 12/20 = 11.30 \text{ cm}^2/2m$ armatura inferiore

$c = 4.5 \text{ cm}$ (ricoprimento netto armatura orizz)

$M_{rd} = 199 \text{ kNm/2m}$ (momento resistente)

$V_{rd} = 296 \text{ kN/2m}$ (taglio resistente)

Essendo le sollecitazioni inferiori alle corrispondenti resistenze le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	200	35	1	16.95	29.5
2			2	11.30	5.5

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

M_{xRd} 199.8 kNm
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 24.05 ‰
d 29.5 cm
x 3.748 x/d 0.127
δ 0.7

Materiali B450C C30/37
E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
E_s 200000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T a Circolare
Rettangoli Coord.

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

Precompresso

DATI DI INPUT

Calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione cubica R_{ck} 40 MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica f_{ck} = 0.83 * R_{ck} 33.20 MPa
Resistenza media a trazione f_{ctm} = 0.3 * f_{ck}^(2/3) 3.10 MPa
Resistenza caratteristica a trazione f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} 2.17 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza γ_c 1.5
Coefficiente acc per azioni di lunga durata α_{cc} 0.85

Resistenza di calcolo a compressione f_{cd} = α_{cc} * f_{ck} / γ_c 18.81 MPa
Resistenza di calcolo a trazione f_{ctd} = f_{ctk} / γ_c 1.45 MPa

Acciaio

Resistenza caratteristica a snervamento f_{yk} 450 MPa
Resistenza caratteristica a rottura f_{tk} 540 MPa
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s 1.15
Coefficiente di omogeneizzazione E_s / E_c n 15

Resistenza di calcolo f_{td} = f_{tk} / γ_s 391.30 MPa

Geometria della sezione

Base b₀ 2000 mm
Altezza h 350 mm
Ricoprimento netto staffa inferiore c_{inf} 45 mm
Ricoprimento netto staffa superiore c_{sup} 45 mm
Diametro della staffa φ_{staffa} 0 mm
n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci) n_{staffe} 1
passo staffe p_{staffe} 250 mm
Diametro armatura longitudinale tesa φ_{long,tesa} 12 mm
n ferri longitudinali tesi n_{long,tesa} 15
Diametro armatura longitudinale compressa φ_{long,comp} 12 mm
n ferri longitudinali compressi n_{long,comp} 10
Area efficace armatura inclinata a taglio A_{wt} 0 mm²
Altezza utile d 289 mm
Copriferro armatura tesa c₁ + c₂ + c_{inf}/2 51 mm
Area armatura longitudinale tesa A_{s,tesa} 1696 mm²
Area armatura longitudinale compressa A_{s,comp} 1131 mm²
Area armatura totale A_{s,totale} 2827 mm²

ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

Elementi privi di armatura a taglio e fessurati per flessione

k = 1 + (200 / d)^{1/2} < 2 1.818
c₁ = A_{s,tesa} / (b₀ * d) 0.002 OK < 0.02
V_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{0.5} 0.494
σ_{cc} = N_{ed} / (A₀₂₂) 0.000 MPa scp=Ned/(A₀₂₂)
v = 0.18 * k * (100 * c₁ * f_{ck})^{1/3} / γ_c 0.437 MPa
V_{rd} = [0.18 * k * (100 * c₁ * f_{ck})^{1/3} / γ_c + 0.15 * σ_{cc}] * b₀ * d = 296 kN verifica soddisfatta

5.3.2 Verifiche SLU (punzonamento)

Si riporta la verifica a punzonamento della soletta soggetta alla massima azione del palo assunta pari a:

Nsd = 165 kN (combo 101)

La verifica a punzonamento viene condotta seguendo le indicazioni riportate [N2] parte 1 par. 6.4.4 per elementi privi di armatura a taglio.

Resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armature a taglio

- (1) Si raccomanda che la resistenza a punzonamento di una piastra sia verificata per la sezione di verifica di base secondo quanto contenuto nel punto 6.4.2. La resistenza di progetto a punzonamento [Megapascal] può essere calcolata come segue:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

dove:

f_{ck} è espresso in Megapascal

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ in mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

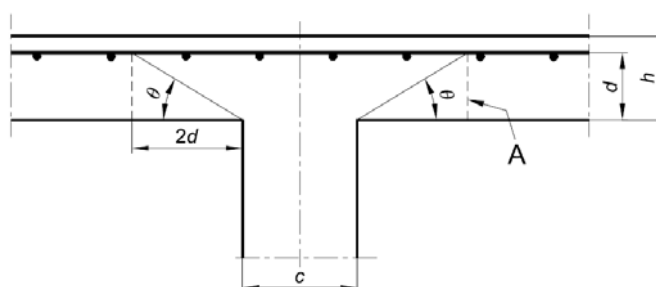


Figura 6 Estratto verifica a punzonamento secondo [N4]

Geometrie:

diametro del palo

$\Phi = 400 \text{ mm}$

altezza utile efficace

$d = 295 \text{ mm}$

angolo di diffusione degli sforzi

$\theta = 45^\circ$

tipologia calcestruzzo

C25/30

$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33 \text{ MPa}$

$\sigma_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c = 18.80 \text{ MPa}$

Armatura in acciaio B450C disposta nelle due direzioni ortogonali in corrispondenza della testa dei pali è di $\phi 12$ passo medio assunto pari a 200 mm.

La verifica viene effettuata:

- lungo il perimetro del pilastro (u_0) dove dovrà risultare $v_{Sd0} \leq v_{Rd,max}$
- lungo il perimetro di controllo (u_1) posto a una distanza pari a d ($< 2d$) dove dovrà risultare $v_{Sd1} \leq v_{Rd,c}$

Il perimetro di verifica lungo il contorno del palo e il perimetro di controllo sono così definiti:

$u_0 = \Pi \Phi = 1256 \text{ mm}$

$u_1 = \Pi(\Phi + 400) = 2513 \text{ mm}$ (si assume una circonferenza tangente al bordo della fondazione)

L'azione di progetto per punzonamento lungo il contorno del palo (v_{sd0}) risulta pari a:

$$v_{sd0} = N_{sd} / (u_0 \times d) = (165E + 3) / (1256 \times 295) = 0.44 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0.4 \times v \times \sigma_{cd} = 0.4 \times 0.50 \times 18.80 = 3.76 \text{ MPa}$$

v assume il valore di 0.5 per calcestruzzi di classe inferiore a C70/85 ed è fornito dalla relazione $v = 0.6 \times (1 - f_{ck}/250)$ per calcestruzzi di classe C80/95 e C90/105.

La verifica lungo il perimetro del palo risulta soddisfatta poiché:

$$v_{sd0} = 0.44 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 3.76 \text{ MPa}$$

L'azione di progetto per punzonamento lungo il perimetro di controllo (v_{sd1}) risulta pari a:

$$v_{sd1} = N_{sd} / (u_1 \times d) = (165E + 3) / (2513 \times 295) = 0.22 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} > v_{min}$$

Dove:

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.5 = 0.12$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.82 < 2.00$$

$$\rho (5\phi 12) = (1.13 \times 5) / (100 \times 35) = 0.0016$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{2/3} \times f_{ck}^{1/2} = 0.300$$

$$v_{Rd,c} = 0.12 \times 1.82 \times (100 \times 0.0016 \times 33)^{1/3} = 0.38 \text{ MPa} > v_{min} = 0.300 \text{ MPa}$$

La verifica lungo il perimetro di controllo risulta soddisfatta poiché:

$$v_{sd1} = 0.22 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0.38 \text{ MPa}$$

5.3.3 Verifiche SLE

La striscia di soletta di larghezza pari a 2m, in condizioni SLE, risulta soggetta alle seguenti sollecitazioni massime (combo 403-404).

comb. frequente $M_{sdmax} = 57 \text{ kNm/2m}$

comb. quasi perm $M_{sdmax} = 41 \text{ kNm/2m}$

Sezione resistente:

$b = 200\text{cm}$

$h = 35\text{cm}$

$A_a = 1\phi 12/20 + 1\phi 12/40 = 16.95 \text{ cm}^2/2\text{m}$ armatura superiore

$A_{a'} = 1\phi 12/20 = 11.30 \text{ cm}^2/2\text{m}$ armatura inferiore

$c = 4.5\text{cm}$ (ricoprimento netto armatura orizz)

SEZIONE						SEZIONE							
Caratteristiche materiali						Caratteristiche materiali							
Resistenza meccanica cls		Rck / fctm / st	40.00	3.10	2.58	MPa / MPa / MPa	Resistenza meccanica cls		Rck / fctm / st	40.00	3.10	2.58	MPa / MPa / MPa
Moduli elastici cls / acciaio		Es / Ec / n	2.06E+05	3.38E+04	15.00	Mpa / Mpa / -	Moduli elastici cls / acciaio		Es / Ec / n	2.06E+05	3.38E+04	15.00	Mpa / Mpa / -
Caratteristiche geometriche sezione						Caratteristiche geometriche sezione							
Geometria		H / B	35.00	200.00		cm / cm	Geometria		H / B	40.00	200.00		cm / cm
Armatura superiore I		n / c / z	10.00	12.00	45.00	- / mm / mm	Armatura superiore I		n / c / z	10.00	12.00	40.00	- / mm / mm
Armatura superiore II		n / c / z	0.00		0.00	- / mm / mm	Armatura superiore II		n / c / z	0.00	0.00	0.00	- / mm / mm
Armatura superiore III		n / c / z				- / mm / mm	Armatura superiore III		n / c / z				- / mm / mm
Armatura superiore IV		n / c / z				- / mm / mm	Armatura superiore IV		n / c / z				- / mm / mm
Armatura inferiore I		n / c / z	10.00	12.00	45.00	- / mm / mm	Armatura inferiore I		n / c / z	10.00	12.00	40.00	- / mm / mm
Armatura inferiore II		n / c / z	5.00	12.00	45.00	- / mm / mm	Armatura inferiore II		n / c / z	5.00	12.00	40.00	- / mm / mm
Armatura inferiore III		n / c / z				- / mm / mm	Armatura inferiore III		n / c / z				- / mm / mm
Armatura inferiore IV		n / c / z				- / mm / mm	Armatura inferiore IV		n / c / z				- / mm / mm
Sezione omogeneizzata: stato tensionale						Sezione omogeneizzata: stato tensionale							
Sollecitazioni esterne		M / N / e	57.00	0.00		kNm / kN / m	Sollecitazioni esterne		M / N / e	41.00	0.00		kNm / kN / m
Caratteristiche sez. omogenei		A / y / J	7.42E+03	1.74E+01	7.80E+05	cmq / cm / cm4	Caratteristiche sez. omogenei		A / y / J	8.42E+03	1.98E+01	1.17E+06	cmq / cm / cm4
Moduli di res. sez. omogeneiz		Winf / Wsup	4.49E+04	4.42E+04		cm3 / cm3	Moduli di res. sez. omogeneiz		Winf / Wsup	5.88E+04	5.79E+04		cm3 / cm3
Momento di fessurazione		Mfes	115.99			kNm	Momento di fessurazione		Mfes	151.87			kNm
Tensioni ai lembi		c ^{sup} / c ^{inf}	-1.29	1.27		MPa / MPa	Tensioni ai lembi		c ^{sup} / c ^{inf}	-0.71	0.70		MPa / MPa
-----La sezione non è soggetta a formazione di fessure-----						-----La sezione non è soggetta a formazione di fessure-----							

Le verifiche risultano soddisfatte in quanto non si ha apertura di fessure.

5.4 Verifica dei pali

In condizioni SLU/SLV le massime sollecitazioni sul palo saranno pari a:

TABLE: Joint Reactions						
	Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
	Text	Text	Text	KN	KN	KN
max F1	2	101-STR(A)	Combinator	0.0	0.0	8.6
min F1	2	201-ECC(URTO)	Combinator	-50.0	0.0	-62.1
max F2	2	101-STR(A)		0.0	0.0	8.6
min F2	2	101-STR(A)		0.0	0.0	8.6
max F3	3	101-STR(A)		0.0	0.0	162.8
min F3	2	201-ECC(URTO)		-50.0	0.0	-62.1

5.4.1 Verifiche geotecniche

Sforzo normale massimo

$N_{cd,palo} = 165 \text{ kN}$ (combinazione 101 con carico q in distribuzione A)

Sforzo normale minimo

$N_{cd,palo} = -62 \text{ kN}$ (combinazione 201 URTO)

Taglio massimo

$V_{cd,palo} = 50 \text{ kN}$ (combinazione 201 URTO)

Le capacità portanti dei pali (orizzontale e verticale) risultano pari a:

$V_{rd} = 56 \text{ kN}$

$N_{crd} = 350 \text{ kN}$ (C)

$N_{trd} = 150 \text{ kN}$ (T)

Essendo le sollecitazioni inferiori alle corrispondenti resistenze le verifiche di portata dei pali risultano soddisfatte.

5.4.2 Verifica di resistenza del palo

Il momento flettente massimo in testa palo risulta pari a:

$M_{sd} = V_{sd}/(2 \cdot \alpha) = 50 \cdot 1.53 = 76 \text{ kNm}$

$N_{sd} = -62 \text{ kN}$

$V_{sd} = 50 \text{ kN}$

Sezione resistente:

$\phi = 40 \text{ cm}$

diametro

$b_{eq} = 34 \text{ cm}$

base equivalente

$h_{eq} = 34 \text{ cm}$

altezza equivalente

$c = 4 \text{ cm}$

ricoprimento netto da armatura più esterna

$A = 6\phi 20$ armatura longitudinale
 $A_s = 1\phi 8/10$ armatura a taglio testa palo
 $M_{rd} = 85 \text{ kNm}$ momento resistente di progetto
 $V_{rd} = 100 \text{ kN}$ taglio resistente di progetto
 Essendo le sollecitazioni inferiori alle corrispondenti resistenze le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica C.A. S.L.U. - File:		DATI DI INPUT	
Sezione circolare cava Raggio esterno: 20 [cm] Raggio interno: 0 [cm] N° barre uguali: 6 Diametro barre: 2 [cm] Copriferro (baric.): 6 [cm]		Calcestruzzo Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 30$ MPa Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90$ MPa Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.56$ MPa Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79$ MPa Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_c = 1.5$ Coefficiente acc per azioni di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$ Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cd} / \gamma_c = 14.11$ MPa Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$ MPa	
Sollecitazioni S.L.U. Metodo n N _{Ed} : -62 [kN] M _{Ed} : 0 [kNm] M _{yEd} : 0 [kNm]		Acciaio Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450$ MPa Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} = 540$ MPa Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_s = 1.15$ Coefficiente di omogeneizzazione E_s / E_c : $n = 15$ Resistenza di calcolo: $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ MPa	
Materiali B450C C25/30 $\epsilon_{su} = 67.5$ ‰ $\epsilon_{c2} = 2$ ‰ $f_{yd} = 391.3$ N/mm ² $\epsilon_{cu} = 3.5$ ‰ $E_s = 200000$ N/mm ² $f_{cd} = 14.17$ ‰ $\epsilon_{s/E_c} = 15$ ‰ $f_{cc} / f_{cd} = 0.8$ ‰ $\epsilon_{syd} = 1.957$ ‰ $\sigma_{c,adm} = 9.75$ ‰ $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm ² $\tau_{co} = 0.6$ ‰		Geometria della sezione Base: $b_w = 340$ mm Altezza: $h = 340$ mm Ricoprimento netto staffa inferiore: $c_{inf} = 40$ mm Ricoprimento netto staffa superiore: $c_{sup} = 40$ mm Diametro della staffa: $\phi_{staffa} = 8$ mm n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci): $\phi_{staffa} = 100$ mm passo staffe: $\phi_{long,tesa} = 20$ mm Diametro armatura longitudinale tesa: $\phi_{long,tesa} = 20$ mm n ferri longitudinali tesi: $\phi_{long,comp} = 20$ mm Diametro armatura longitudinale compressa: $\phi_{long,comp} = 20$ mm n ferri longitudinali compressi: $\phi_{long,comp} = 20$ mm Area efficace armatura inclinata a taglio: $A_{wI} = 0$ mm ² Altezza utile: $d = 282$ mm Copriferro armatura tesa: $c_t = c_{st} + c_{inf}/2 = 58$ mm Area armatura longitudinale tesa: $A_{s,tesa} = 942$ mm ² Area armatura longitudinale compressa: $A_{s,comp} = 942$ mm ² Area armatura totale: $A_{s,totale} = 1885$ mm ²	
P.to applicazione N Centro Baricentro cls Coord. [cm]: xN 0, yN 0 Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n Tipo flessione: Retta Deviata Vertici: 52 N° rett. 100 Calcola MRd Dominio M-N L ₀ 0 cm Col. modello <input type="checkbox"/> Precompresso		ELEMENTI CON ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO Inclinazione del puntone di calcestruzzo: $\alpha = 45$ deg Inclinazione delle staffe: $\beta = 90$ deg SFORZO RESISTENTE DELLA BIELLA TESA (STAFFE) $V_{res} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / p \cdot f_{yk} \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\beta)) \cdot \sin(\alpha) = 100$ kN SFORZO RESISTENTE DELLA BIELLA COMPRESSA (CLS) Coefficiente riduttivo $f_{cd} \cdot c_t = 0.50$ Resistenza a compressione ridotta $f_{cd} = c_t \cdot f_{cd} = 7.06$ MPa Tensione media di compressione $\sigma_{cm} = N_{ed} / A_{s,totale} = 0.00$ MPa Coefficiente maggiorativo $\alpha_c = 1.000$ $V_{res} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\beta)) \cdot (1 + \cotg(\beta)) = 304$ kN TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO $V_{ed} = \min(V_{res}, V_{res}) = 100$ kN verifica soddisfatta CONTROLLO DUTTILITA' MECCANISMO DI ROTTURA Minima armatura a taglio richiesta $A_{sw,min} = 0$ mm ² /m Massima armatura a taglio consentita $A_{sw,max} = 3065$ mm ² /m Armatura a taglio introdotta $A_{sw} = 1005$ mm ² /m rottura duttile ULTERIORI VERIFICHE PER SEZIONI PRECOMPRESSE Tensione tangenziale sulla corda baricentrica: $\tau = 3.76$ MPa Tensione normale sulla corda baricentrica: $\sigma = 3.76$ MPa Inclinazione del puntone compresso: $\beta = 45$ deg $\cotan(\beta) = 1$ inclinazione consentita	