



**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

MURO DI SOSTEGNO (Tratto 2) - Relazione di calcolo

TAVOLA :

3.13

OTTOBRE 2018

PROGETTAZIONE :

Ing. Maurizio Montanari

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

Nome file : 3.13 Muro di sostegno - rel 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
4.2.2	Spinta del terreno	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	8
4.4	Azioni sismiche.....	9
5	Muro di sostegno	11
5.1	Verifiche statiche GEO.....	13
5.1.1	Verifica GEO (ribaltamento)	13
5.1.2	Verifica GEO(scorrimento e a capacità portante).....	14
5.2	Verifiche statiche STR	17
5.2.1	Parete sp. 35cm.....	17
5.2.2	Soletta sp.40cm	19
5.2.3	Palo $\phi 400$	22
5.3	Verifiche statiche SLE.....	23
5.3.1	Parete sp. 35cm.....	23
5.3.2	Soletta di base sp.40cm	24
5.4	Verifiche sismiche GEO.....	25
5.4.1	Verifiche GEO (ribaltamento)	25
5.4.2	Verifiche GEO (scorrimento e capacità portante).....	26
5.5	Verifiche sismiche STR	27
5.5.1	Parete sp.35	27
5.5.2	Soletta sp.40cm	29
5.5.3	Palo $\phi 400$	30

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 del muro di sostegno in c.c.a previsto 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.] 3.14 Muro di sostegno (tratto 2) – casseratura;
- [EG5.] 3.15 Muro di sostegno (tratto 2) – 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 $\gamma_g = 1.0/1.30$

4.2.2 Spinta del terreno

Le spinte del terreno a tergo dei manufatti di sostegno, vengono calcolate assumendo i seguenti parametri del terreno:

- $\phi = 30^\circ$ angolo di attrito del materiale di riempimento;
- $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione efficace
- $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$ peso specifico terreno;

Il coefficiente di spinta attiva sarà pari a:

$$k_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.33$$

La spinta idrostatica non è stata applicata in quanto il piano di falda è ubicato a circa -7m dal piano campagna.

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

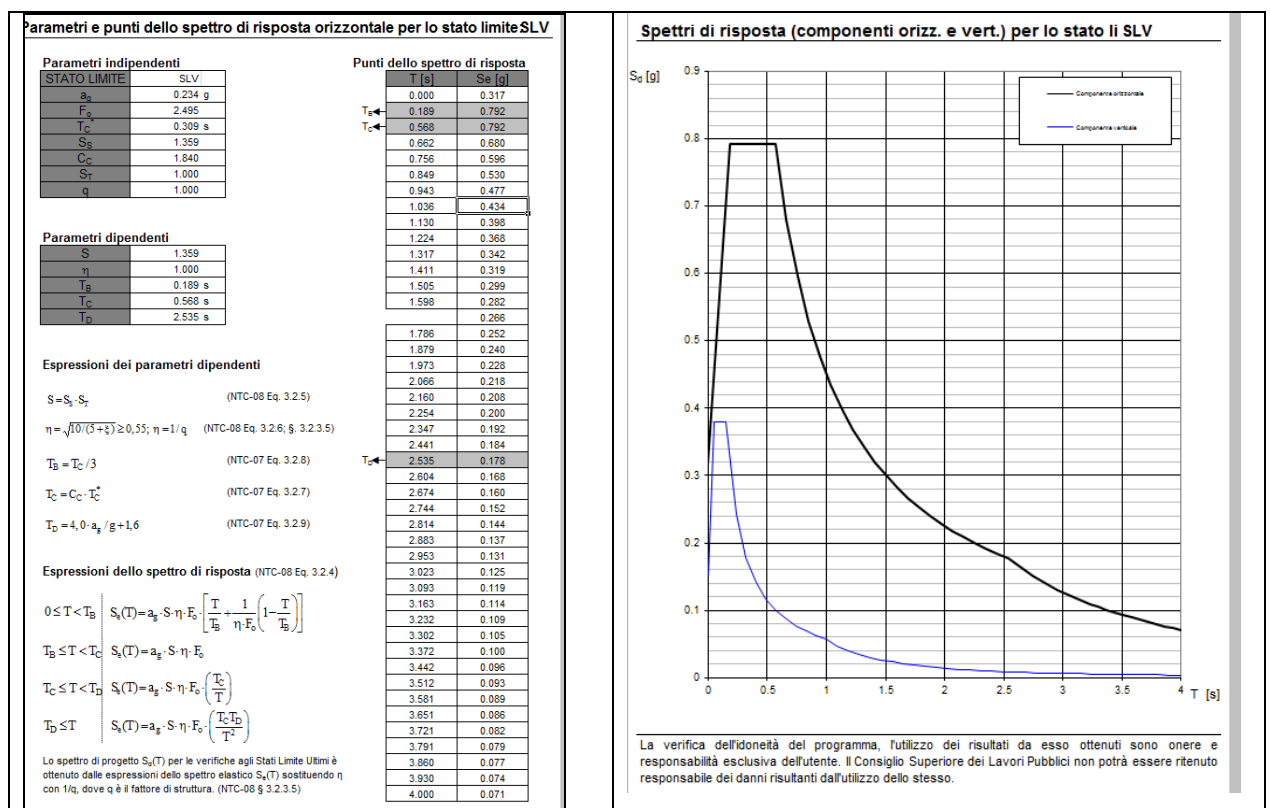


Tabella 1 Spettri di risposta elastico SLV

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta in condizioni sismiche si avrà:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 0.12$$

Dove:

$$a_{max} = S \cdot a_g = 1.359 \cdot 0.234g = 0.318g$$

$$\beta_m = 0.38$$

$$\beta_m = 1.50 \cdot 0.38 = 0.57 \text{ (per verifiche a ribaltamento)}$$

$$k_v = \pm k_h = 0.06$$

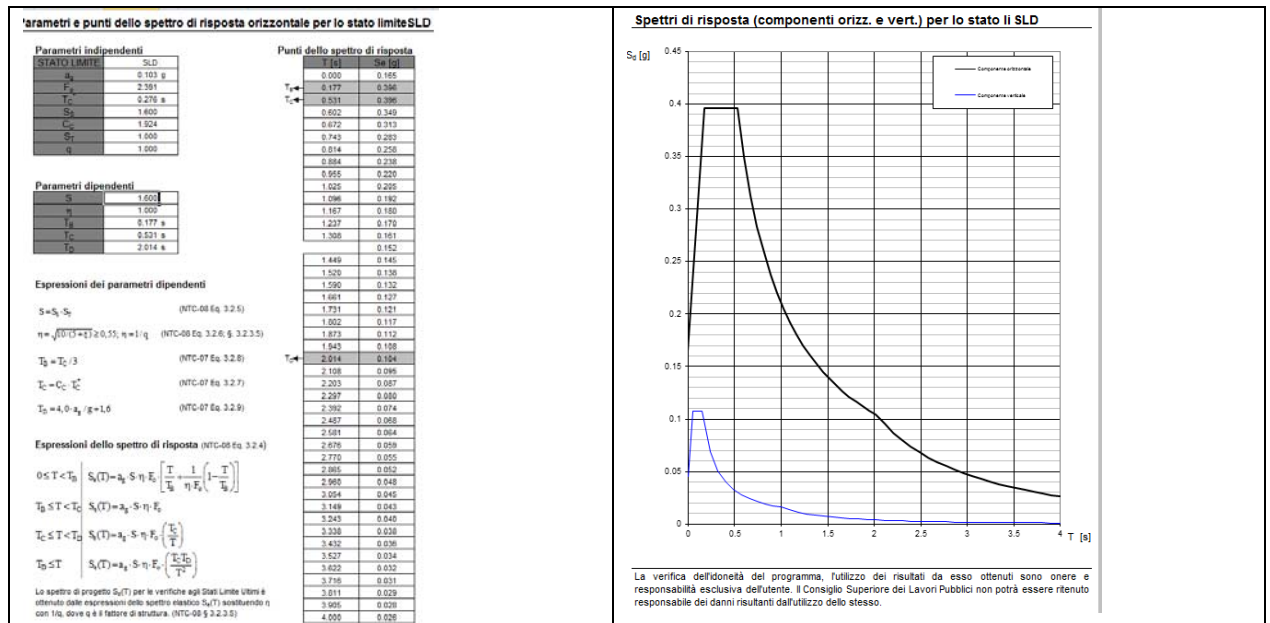


Tabella 2 Spettri di risposta elastico SLD

Per quanto riguarda i coefficienti di spinta in condizioni sismiche si avrà:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 0.065$$

Dove:

$$a_{max} = S \cdot a_g = 1.600 \cdot 0.103g = 0.165g$$

$$\beta_m = 0.38$$

$$\beta_m = 1.50 \cdot 0.38 = 0.57 \text{ (per verifiche a ribaltamento)}$$

$$k_v = \pm k_h = 0.0325$$

5 Muro di sostegno

Si riporta il dimensionamento del muro di sostegno del rilevato su cui verrà realizzato un tratto della pista ciclabile in oggetto.

La geometria di riferimento riportata nella figura seguente.

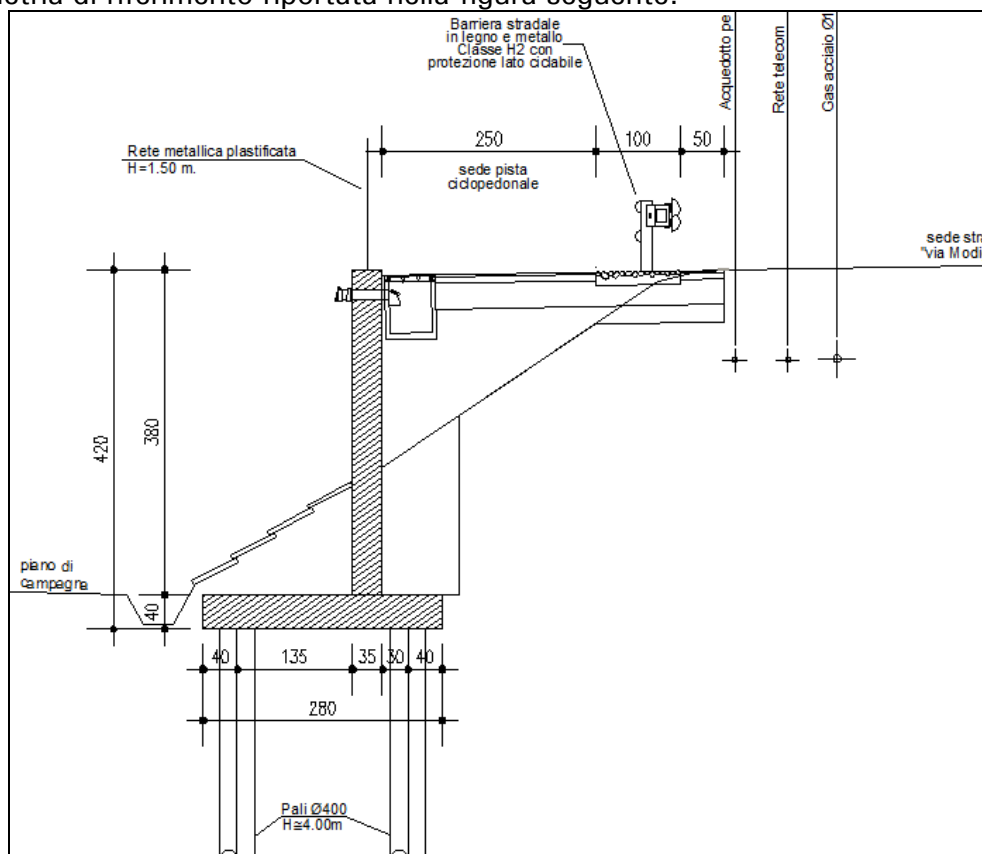


Figura 1 Sezione tipica del muro di sostegno.

La sezione oggetto di verifica ha le seguenti caratteristiche geometriche:

Altezza muro: $H = 3.80\text{m}$

Spessore muro: $s = 0.35\text{m}$ (costante)

Larghezza ciabatta: $L = 2.80\text{m}$ (1.75m lato valle, 0.70m lato monte)

Spessore ciabatta: $s = 0.40\text{m}$

Il muro risulta impostato su coppie di pali in c.c.a di diametro pari a 40cm di lunghezza pari a 4m circa disposti con interasse pari a 2m lungo lo sviluppo longitudinale del muro.

Di seguito si riportano le verifiche del muro di sostegno facendo riferimento ai seguenti stati limite SLU/SLV:

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
- ribaltamento.

In tutti i casi si è fatto riferimento all'approccio 2 combinazione A1 + M1 + R3 secondo quanto definito al paragrafo 6.5.3 [N1].

Sono stati considerati i seguenti contributi di carico:

- peso proprio del muro pari a circa 62 kN/m;
- peso permanente terreno imbarcato pari a circa 65 kN/m;
- peso permanente finitura piano viario pari a circa 3 kPa * 1 = 3 kN/m;
- carico variabile da folla compatta pari a 5 kPa * 1 = 5 kN/m;
- spinta del terreno a tergo assunta in condizione attiva pari a $\gamma * H * \lambda_a * H/2 = 43 \text{ kN/m}$.

5.1 Verifiche statiche GEO

Con riferimento alla geometria del manufatto precedentemente riportata e alle ipotesi di carico formulate si riportano le verifiche di tipo GEO in particolare:

- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento;
- verifica a capacità portante.

La verifica a ribaltamento viene condotta come rapporto tra momento stabilizzante e momento instabilizzante calcolati rispetto al vertice inferiore lato campagna della soletta di fondazione trascurando, a favore di sicurezza, il contributo stabilizzante offerto dai pali. Le restanti verifiche vengono condotte affidando l'intera capacità portante (orizzontale e verticale) ai soli pali trascurando, a favore di sicurezza, il contributo del terreno sottostante la soletta di fondazione.

5.1.1 Verifica GEO (ribaltamento)

La verifica a ribaltamento è effettuata trascurando il contributo dei pali ed utilizzando la combinazione A1+M1+R3 ponendo pari a 1 il coefficiente parziale dei contributi stabilizzanti e pari a 1.30 il coefficiente parziale dei contributi instabilizzanti. Le verifiche si intendono soddisfatte se il rapporto $FS = M_{stab} / M_{inst}$ è maggiore a 1.15 (Tab. 6.5.I [N1]).

Verifiche statiche										
Larghezza ciabatta	B	2.80	m							
Altezza ciabatta	HC	0.40	m							
Altezza muro	Hm	3.80	m							
Carico a tergo	q	8.00	kPa							
Peso specifico terreno	g	18.00	kN/mc							
Angolo di attrito car.	φk	30.00	deg							
Angolo di attrito di prog.	φd	24.79	deg							
Coef di spinta car.	ka,k	0.33	-							
Coef di spinta prog.	ka,d	0.41	-							
Ang. attrito ter-muro car.	δk	0.00	deg			0.0000				
Ang. attrito ter-muro prog.	δd	0.00	deg			0.0000				

Dati geometrici carichi										
Sezione	W	Bar X	Bar Y	gA1	gA2					
	[kN/m]	[m]	[m]	[-]	[-]					
1	28	-1.40	0.20	1.30	1.00	Ciabatta				
2	17	-1.16	0.76	1.30	1.00	Terreno valle				
3	34	-1.93	2.35	1.30	1.00	Muro				
4	48	-2.45	2.40	1.30	1.00	Terreno a monte				
5	0	0.00	0.00	0.00	0.00					

Calcolo spinte terreno per verifiche GEO										
Spinta	Sk[M1]	y	Sd[M2]	gA1	gA2	xR	Sk,x	Sk,y	Sd,x	Sd,y
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta terreno a tergo	52.92	1.40	64.95	1.30	1.00	-2.80	52.92	0.00	64.95	0.00
Spinta sovraccarico permanente	11.20	2.10	13.75	1.30	1.00	-2.80	11.20	0.00	13.75	0.00

Verifica a ribaltamento										
	STAB	gEQU	INST	gEQU						
Combo	[kNm/m]	[-]	[kNm/m]	[-]						
A1+M1+R3	-39.2	1.00	90.94	1.30						
	-19.7	1.00	28.87	1.30						
	-65.5	1								
	-117.6	1								
	0.0	1								

Momento stabilizzante totale	-242.0	kNm/m								
Momento destabilizzante totale	155.7	kNm/m								
FS = Mstab / Minst	1.6	>	1.15	Verifica soddisfatta						

Essendo il rapporto FS tra momento stabilizzante e instabilizzante pari a $1.60 > 1.15$ la verifica risulta soddisfatta.

5.1.2 Verifica GEO(scorrimento e a capacità portante)

Le azioni sui pali sono state calcolate ricorrendo ad un modello FEM schematizzando una striscia unitaria di muro mediante elementi beam e vincolando la soletta di base in corrispondenza dei pali a molle di rigidezza $K_v = 46780 / 2 = 23390$ kN/m/m e $k_h = 8900 / 2 = 4450$ kN/m/m.

I casi di carico assunti sono di seguito riportati:

Caso di carico	Descrizione
01-G1	Peso proprio del muro
02-G2(SA-T)	Spinta del terreno a tergo in condizione attiva
03-G2(T)	Peso del terreno imbarcato
04-G2(SA-3kPa)	Spinta del carico permanente a tergo
05-Q(SA-5kPa)	Spinta del carico variabile a tergo

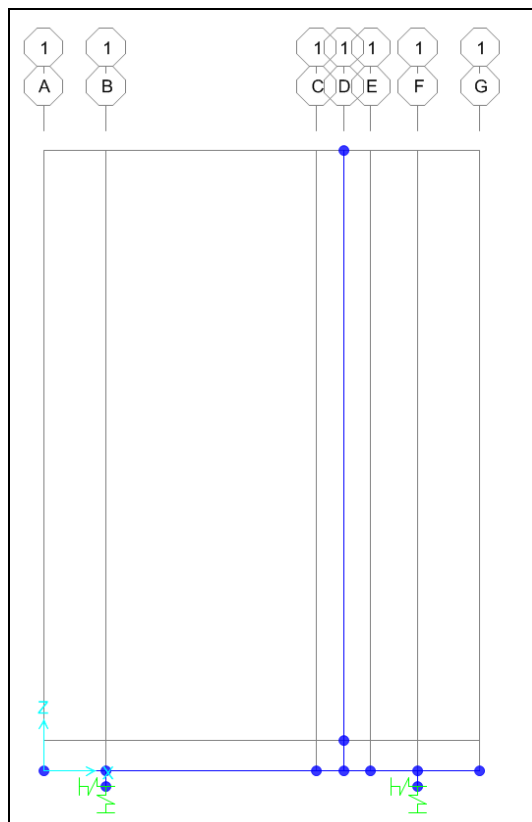


Figura 2 Vista del modello implementato

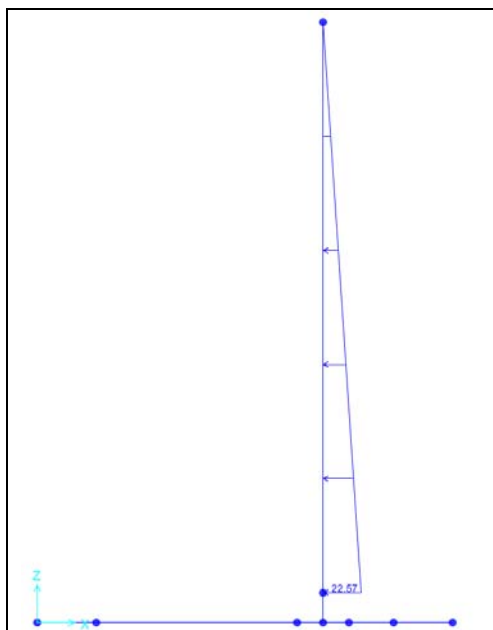


Figura 3 Condizione 2

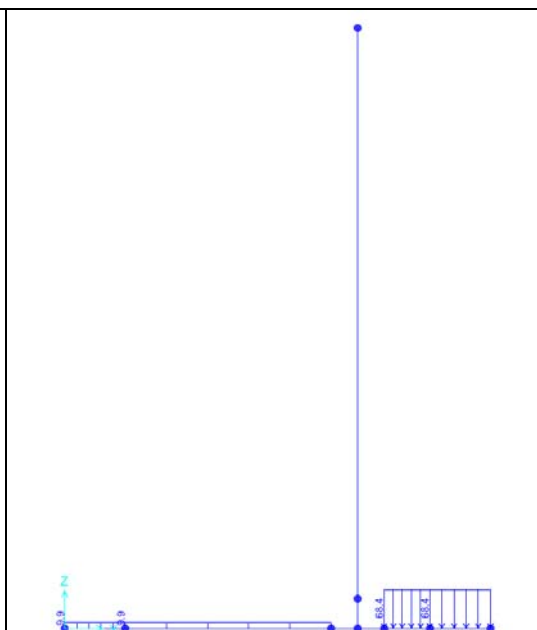


Figura 4 Condizione 3

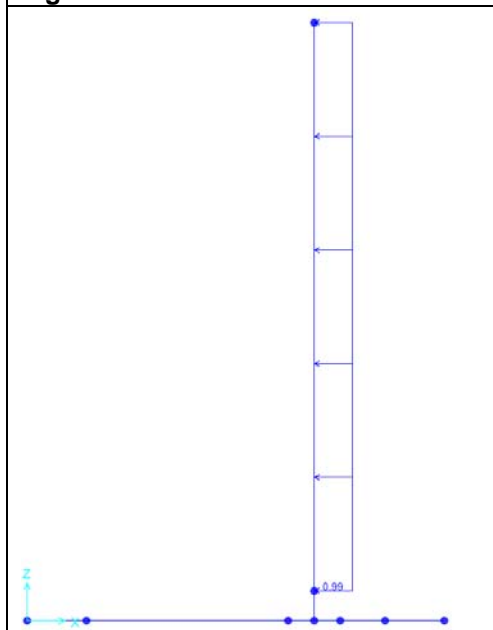


Figura 5 Condizione 4

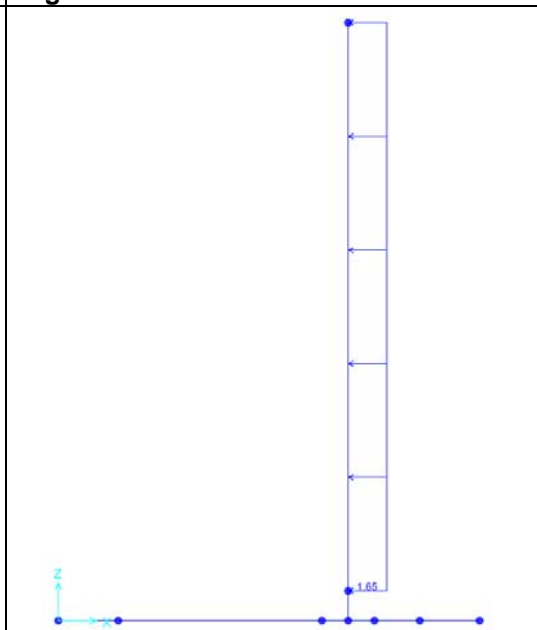
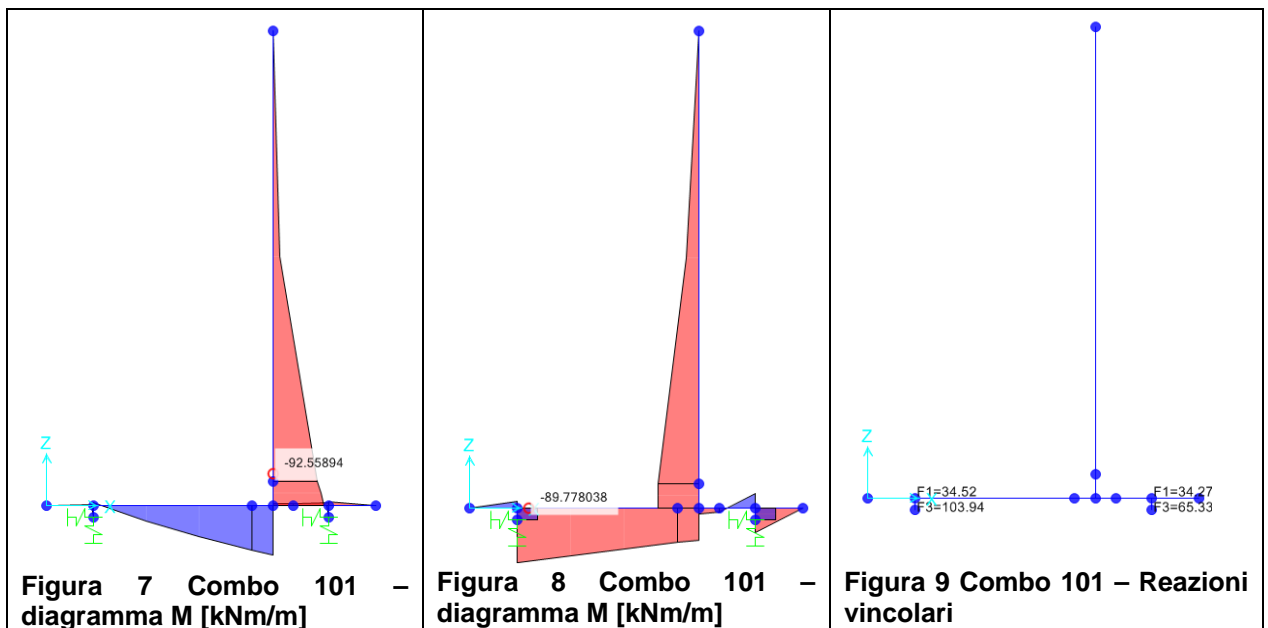


Figura 6 Condizione 5



In condizioni SLU (combo 101) le massime sollecitazioni su singolo palo risultano pari a:

$V_{sd} = 34 \text{ kN/m} \cdot 2$	$= 68 \text{ kN}$	taglio massimo agente in testa palo
$N_{sdmax} = 103 \text{ kN/m} \cdot 2$	$= 206 \text{ kN}$	azione massima in testa palo (C)
$N_{sdmin} = 65 \text{ kN/m} \cdot 2$	$= 130 \text{ kN}$	azione minima in testa palo (C)

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

$V_{rd} = 85 \text{ kN}$
 $N_{crd} = 215 \text{ kN (C)}$
 $N_{trd} = 98 \text{ kN (T)}$

Essendo le resistenze maggiori delle corrispettive sollecitazioni le verifiche risultano soddisfatte.

5.2 Verifiche statiche STR

5.2.1 Parete sp. 35cm

Con riferimento alla combinazione SLU (A1 + M1 + R3) la parete risulta soggetta alle seguenti sollecitazioni.

Sezione di incastro Msd = 96 kNm/m Nsd = 44 N/m Vsd = 70 kN/m	Sezione H = 1.0m (da spiccato fondazione) Msd = 46 kNm/m Nsd = 22 kN/m Vsd = 43 kN/m
--	---

La geometria delle sezioni resistenti è di seguito riportata.

Sezione di incastro

B = 100cm

H = 35cm

Aa = 1φ16/20 + 1φ16/20 (armature lato scarpata)

Aa' = 1φ12/20 (armatura lato campagna)

c = 4cm (ricoprimento netto armatura orizz)

Mrd = 201 kNm/m (momento resistente)

Vrd = 174 kN/m (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]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	6.5
2	20	28.5

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

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 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 [?]
 E_{syd} 1.957 % C_{cc,adm} 11.5
 C_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0.6933
 T_{c1} 2.029

M xRd 205.6 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 E_c 3.5 %
 E_s 12.61 %
 d 28.5 cm
 x 6.191 x/d 0.2172
 δ 0.7115

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n
 Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviato
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 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_{yk} / γ_s 391.30 MPa

Geometria della sezione

Base b_{te} 1000 mm
 Altezza h 350 mm
 Ricoprimento netto staffa inferiore c_{inf} 40 mm
 Ricoprimento netto staffa superiore c_{sup} 40 mm
 Diametro della staffa c_{staffa} 10 mm
 n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci) n_{staffe} 1
 passo staffe p_{staffe} 200 mm
 Diametro armatura longitudinale tesa c_{long,tesa} 16 mm
 n ferri longitudinali tesi n_{long,tesa} 10
 Diametro armatura longitudinale compressa c_{long,comp} 12 mm
 n ferri longitudinali compressi n_{long,comp} 5
 Area efficace armatura inclinata a taglio A_{wt} 0 mm²
 Altezza utile d 292 mm
 Copriferro armatura tesa c₁ + c_{inf} + c_{long/2} 58 mm
 Area armatura longitudinale tesa A_{s,tesa} 2011 mm²
 Area armatura longitudinale compressa A_{s,comp} 565 mm²
 Area armatura totale A_{s,totale} 2576 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 1.828 OK: <0.02
 ρ₁ = A_{s,tesa} / (b_{te} * d) 0.006
 V_{min} = 0.035 * k^{2/2} * f_{ck}^{0.5} 0.498
 σ_{cc} = N_{ed} / (A_{s,tesa}) 0.000 MPa scp=Ned/(A_{s,tesa})
 v = 0.18 * k * (100 * ρ₁ * f_{ck})^{1/3} / γ_c 0.586 MPa
 Vrd = [0.18 * k * (100 * ρ₁ * f_{ck})^{1/3} / γ_c + 0.15 * σ_{cc}] * b_{te} * d = 171 kN verifica soddisfatta

Sezione H = 1.0m da incastro

B = 100cm

H = 35cm

Aa = 1φ12/20

(armature lato scarpata)

Aa' = 1φ12/20

(armatura lato campagna)

c = 4cm

(ricoprimento netto armatura orizz)

Mrd = 71 kNm/m

(momento resistente)

Vrd = 146 kN/m

(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]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	29
2	5.65	6

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C30/37
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 71.46 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 E_c 3.5 %
 E_s 28.16 %
 d 29 cm
 x 3.206 x/d 0.1106
 δ 0.7

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviato

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 b_u 1000 mm
 Altezza h 350 mm
 Ricoprimento netto staffa inferiore c_{inf} 40 mm
 Ricoprimento netto staffa superiore c_{sup} 40 mm
 Diametro della staffa c_{staffa} 10 mm
 n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci) n_{staffe} 1
 passo staffe p_{staffe} 200 mm
 Diametro armatura longitudinale tesa c_{long,tesa} 12 mm
 n ferri longitudinali tesi n_{long,tesa} 5
 Diametro armatura longitudinale compressa c_{long,com} 12 mm
 n ferri longitudinali compressi n_{long,com} 5
 Area efficace armatura inclinata a taglio A_{WI} 0 mm²
 Altezza utile d 294 mm
 Copriferro armatura tesa c₁ + c_{s1} + c_{1,inf/2} 56 mm
 Area armatura longitudinale tesa A_{s,tesa} 565 mm²
 Area armatura longitudinale compressa A_{s,compressa} 565 mm²
 Area armatura totale A_{s,totale} 1131 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 1.825
 ρ₁ = A_{s,tesa} / (b_u * d) 0.002 OK: < 0.02
 V_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ck}^{0.5} 0.497
 ρ_{wd} = N_{ed} / (A_{tesa}) 0.000 MPa scp=Ned/(A_{tesa})
 v = 0.18 * k * (100 * ρ₁ * f_{ck})^{1/3} / γ_c 0.383 MPa
 V_{rd} = [0.18 * k * (100 * ρ₁ * f_{ck})^{1/3} / γ_c + 0.15 * α_{cc}] * b_u * d = 146 kN verifica soddisfatta

5.2.2 Soletta sp.40cm

Con riferimento alla combinazione SLU (A1 + M1 + R3) la soletta risulta soggetta alle seguenti sollecitazioni.

$$M_{sdmax} = 95 \text{ kNm/m}$$

momento flettente massimo (tese le fibre inferiori)

$$V_{sdmax} = 92 \text{ kN/m}$$

taglio massimo

Sezione resistente:

$$b = 100\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$A_a = 1\phi 16/20 + 1\phi 16/40 = 15.07 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{armatura inferiore}$$

$$A_a' = 1\phi 12/20 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{armatura superiore}$$

$$c = 4\text{cm}$$

(ricoprimento netto armatura orizz)

$$M_{rd} = 187 \text{ kNm/m}$$

(momento resistente)

$$V_{rd} = 156 \text{ kN/m}$$

(taglio resistente)

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

Verifica C.A. S.L.U. - File:		DATI DI INPUT	
Calcestruzzo Resistenza caratteristica a compressione cubica $R_{ck} = 30$ MPa Resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90$ 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 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11$ MPa Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19$ MPa		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 $E_s / E_c = 15$ Resistenza di calcolo $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ MPa	
Geometria della sezione Base $b_w = 1000$ mm Altezza $h = 400$ mm Ricoprimento netto staffa inferiore $c_{inf} = 40$ mm Ricoprimento netto staffa superiore $c_{sup} = 40$ mm Diametro della staffa $\phi_{staffa} = 0$ mm n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci) $n_{staffe} = 1$ passo staffe $p_{staffe} = 250$ mm Diametro armatura longitudinale tesa $\phi_{long,tesa} = 16$ mm n ferri longitudinali tesi $n_{long,tesa} = 7.5$ mm Diametro armatura longitudinale compressa $\phi_{long,comp} = 16$ mm n ferri longitudinali compressi $n_{long,comp} = 5$ mm Area efficace armatura inclinata a taglio $A_{wi} = 0$ mm ² Altezza utile $d = 352$ mm Copriferro armatura tesa $c_1 + c_{a1} + \phi_{long}/2 = 48$ mm Area armatura longitudinale tesa $A_{s,tesa} = 1508$ mm ² Area armatura longitudinale compressa $A_{s,compressa} = 1005$ mm ² Area armatura totale $A_{s,totale} = 2513$ mm ²		ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO Elementi privi di armatura a taglio e fessurati per flessione $k = 1 + (200 / d)^{1/2} < 2 = 1.754$ $\phi_1 = A_{s,tesa} / (b_w \cdot d) = 0.004$ $V_{min} = 0.035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ctk}^{0.5} = 0.406$ $\phi_{cp} = N_{ed} / (A_{s,tesa}) = 0.000$ MPa $v = 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \phi_1 \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_s + 0.15 \cdot \phi_{cp} = 0.444$ MPa $V_{rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \phi_1 \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_s + 0.15 \cdot \phi_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 156$ kN OK: <0.02 scp=Ned/(Asezt) verifica soddisfatta	

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

$$N_{sd} = 215 \cdot 1.15 = 247 \text{ kN}$$

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

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

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

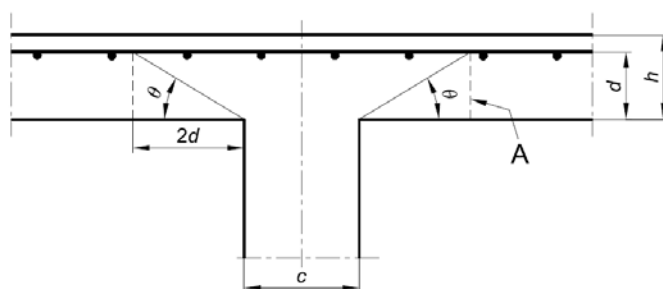


Figura 10 Estratto verifica a punzonamento secondo [N4]

Geometrie:

diametro del palo

$$\Phi = 400 \text{ mm}$$

altezza utile efficace

$$d = 340 \text{ mm}$$

angolo di diffusione degli sforzi

$$\theta = 45^\circ$$

tipologia calcestruzzo

C25/30

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd} = 0.85 \times f_{ck} / \gamma_c = 14.16 \text{ MPa}$$

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:

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

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

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

$$v_{sd0} = N_{sd} / (u_0 \times d) = (247 \times 10^3) / (1256 \times 340) = 0.57 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} = 0.4 \times v \times \sigma_{cd} = 0.4 \times 0.50 \times 14.16 = 2.832 \text{ MPa}$$

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:

$$v_{sd0} = 0.57 \text{ MPa} \leq v_{Rd,max} = 2.832 \text{ MPa}$$

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

$$v_{sd1} = N_{sd} / (u_1 \times d) = (247E+3) / (2513 \times 340) = 0.28 \text{ MPa}$$

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

Dove:

$$CR_{d,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.5 = 0.12$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} = 1.76 < 2.00$$

$$\rho (5\phi 12) = (1.13 \times 5) / (100 \times 40) = 0.0014$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{2/3} \times f_{ck}^{1/2} = 0.255$$

$$v_{Rd,c} = 0.12 \times 1.76 \times (100 \times 0.0014 \times 25)^{1/3} = 0.32 \text{ MPa} > v_{min} = 0.255 \text{ MPa}$$

La verifica lungo il perimetro di controllo risulta soddisfatta poiché:

$$v_{sd1} = 0.28 \text{ MPa} < v_{Rd,c} = 0.32 \text{ MPa}$$

5.2.3 Palo $\phi 400$

Con riferimento alla combinazione SLU (A1 + M1 + R3) il palo risulta soggetto alle seguenti azioni massime in testa:

$V_{sd} = 68 \text{ kN}$
 $M_{sd} = V_{sd} / 2 \cdot \alpha = V_{sd} \cdot 1.25 = 85 \text{ kNm}$
 $N_{sd} = 130 \text{ kN}$

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)
$M_{rd} = 91 \text{ kNm}$	momento resistente di progetto
$V_{rd} = 100 \text{ kN}$	taglio resistente di progetto

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

File

Materiali

Opzioni

Visualizza

Progetto Sez. Rett.

Sismica

Normativa: NTC 2008

?

TITOLO :

Sezione circolare cava

N° barre

0

Zoom

Tipo Sezione

☐ Rettang.re
☐ Trapezi
☐ a T
☒ Circolare
☐ Rettangoli
☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U.

Metodo n

N° Ed

130

200

kN

N° Ed

0

84

kNm

N° Ed

0

0

Materiali

B450C

C25/30

ϵ_{su}

67.5

%

ϵ_{c2}

2

%

f_{yd}

391.3

N/mm²

ϵ_{cu}

3.5

%

E_s

200000

N/mm²

f_{cd}

14.17

E_s/E_c

15

f_{cc}/f_{cd}

0.8

ϵ_{syd}

1.957

%

$\sigma_{c,adm}$

9.75

$\sigma_{c,adm}$

255

N/mm²

τ_{co}

0.6

M

xRd

103.2

kN m

σ_c

-14.17

N/mm²

σ_s

391.3

N/mm²

ϵ_s

3.5

%

ϵ_s

5.725

%

d

34.2

cm

x

12.98

x/d

0.3794

Tipo rottura

☐ Centro
☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm]

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. +
☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta
☐ Deviata

Vertici: 52

N° rett. 100

Calcola MRd

Dominio M-N

L₀

0

cm

Col. modello

Precompressa

DATI DI INPUT

Calcestruzzo

Resistenza caratteristica a compressione cubica

R_{ck}

30

MPa

Resistenza caratteristica a compressione cilindrica

$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck}$

24.90

MPa

Resistenza media a trazione

$f_{cm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{(2)}$

2.56

MPa

Resistenza caratteristica a trazione

$f_{ctm} = 0.7 \cdot f_{cm}$

1.79

MPa

Coefficiente parziale di sicurezza

γ_c

1.5

Coefficiente acc per azioni di lunga durata

ϕ_{cc}

0.85

Resistenza di calcolo a compressione

$f_{cd} = \phi_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$

14.11

MPa

Resistenza di calcolo a trazione

$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c$

1.19

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 Es / Ec

n

15

Resistenza di calcolo

$f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$

391.30

MPa

Geometria della sezione

Base

b_w

340

mm

Altezza

h

340

mm

Ricoprimento netto staffa inferiore

Coif

40

mm

Ricoprimento netto staffa superiore

Csup

40

mm

Diametro della staffa

ϕ_{staffa}

8

mm

passo staffa

s_{staffa}

1

mm

Diametro armatura longitudinale tesa

$\phi_{long,tesa}$

20

mm

n ferri longitudinali tesi

$n_{long,tesa}$

3

Diametro armatura longitudinale compressa

$\phi_{long,com}$

20

mm

n ferri longitudinali compressi

$n_{long,com}$

3

Area efficace armatura inclinata a taglio

A_{wi}

0

mm²

Altezza utile

d

282

mm

Copri ferro armatura tesa

$C_t + C_{st} + \phi_{inf}/2$

58

mm

Area armatura longitudinale tesa

$A_{s,tesa}$

942

mm²

Area armatura longitudinale compressa

$A_{s,compressa}$

942

mm²

Area armatura totale

$A_{s,totale}$

1885

mm²

ELEMENTI CON ARMATURA TRASVERSALE E TAGLIO

Inclinazione del puntone di calcestruzzo

α

45

deg

Inclinazione delle staffe

α

90

deg

SPORZO RESISTENTE DELLA BIELLA TESA (STAFFE)

$V_{res} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / p \cdot f_{yd} \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\beta)) \cdot \sin(\alpha)$

100

kN

SPORZO RESISTENTE DELLA BIELLA COMPRESSA (CLS)

Coefficiente riduttivo η_{cl}

0.50

Resistenza a compressione ridotta $f_{cd} = \eta_{cl} \cdot f_{cd}$

7.06

MPa

Tensione media di compressione $\sigma_{cm} = N_{ed} / A_{cm}$

0.00

MPa

Coefficiente maggiorativo ϕ_{cl}

1.000

$V_{res} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \sigma_{cm} \cdot f_{cd} \cdot (\cotg(\alpha) + \cotg(\beta)) \cdot (1 + \cotg(\beta))$

304

kN

TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO

$V_{rd} = \min(V_{res}, V_{res})$

100

kN

verifica soddisfatta

CONTROLLO UTILITA' MECCANISMO DI ROTTURA

Minima armatura a taglio richiesta $A_{sw,min}$

0

mm²/m

Massima armatura a taglio consentita $A_{sw,max}$

3065

mm²/m

Armatura a taglio introdotta A_{sw}

1005

mm²/m

rottura duttile

5.3 Verifiche statiche SLE

Si riportano le verifiche a fessurazione condotte con riferimento alla combinazione frequente e quasi permanente definite al par. 2.5.3 [N1].

Gli stati limite di fessurazione verificati sono riportati in tab. 4.1.IV [N1] assumendo condizioni ambientali ordinarie e armatura poco sensibile alla corrosione.

Combinazione frequente: $w < w_3 = 0.40\text{mm}$

Combinazione quasi permanente $w < w_2 = 0.30\text{mm}$

Sono state considerate due combinazioni di calcolo:

Combo	01-G1	02-G2(SA-T)	03-G2(T)	04-G2(SA-3kPa)	05-Q(SA-5kPa)
201-SLE(freq)	1	1	1	1	0.75
202-SLE(qp)	1	1	1	1	0

5.3.1 Parete sp. 35cm

Sezione di incastro

Combinazione frequente: Mfreq = 70 kNm/m Nfreq = 33 kN/m						Combinazione quasi permanente: Mqp = 61 kNm/m Nqp = 33 kN/m					
SEZIONE Caratteristiche materiali Resistenza meccanica cls Rck / fctm / st 40.00 3.10 2.58 MPa / MPa / MPa Moduli elastici cls / acciaio Es / Ec / n 2.08E+05 3.36E+04 15.00 Mpa / Mpa / -						SEZIONE Caratteristiche materiali Resistenza meccanica cls Rck / fctm / st 40.00 3.10 2.58 MPa / MPa / MPa Moduli elastici cls / acciaio Es / Ec / n 2.08E+05 3.36E+04 15.00 Mpa / Mpa / -					
Caratteristiche geometriche sezione Geometria H / B 35.00 100.00 cm / cm Armatura superiore I n / c / x 5.00 12.00 56.00 - / mm / mm Armatura superiore II n / c / x 0.00 0.00 0.00 - / mm / mm Armatura superiore III n / c / x - / mm / mm Armatura superiore IV n / c / x - / mm / mm Armatura inferiore I n / c / x 5.00 16.00 56.00 - / mm / mm Armatura inferiore II n / c / x 5.00 16.00 56.00 - / mm / mm Armatura inferiore III n / c / x - / mm / mm Armatura inferiore IV n / c / x - / mm / mm						Caratteristiche geometriche sezione Geometria H / B 35.00 100.00 cm / cm Armatura superiore I n / c / x 5.00 12.00 56.00 - / mm / mm Armatura superiore II n / c / x 0.00 0.00 0.00 - / mm / mm Armatura superiore III n / c / x - / mm / mm Armatura superiore IV n / c / x - / mm / mm Armatura inferiore I n / c / x 5.00 16.00 56.00 - / mm / mm Armatura inferiore II n / c / x 5.00 16.00 56.00 - / mm / mm Armatura inferiore III n / c / x - / mm / mm Armatura inferiore IV n / c / x - / mm / mm					
Sezione omogeneizzata: stato tensionale Sollecitazioni esterne M / N / e 71.00 -34.00 kNm / kN / m Caratteristiche sez. omogeneiz A / y / J 3.89E+03 169E+01 4.04E+05 cmq / cm / cm4 Moduli di res. sez. omogeneiz Winf / Wsup 2.39E+04 2.23E+04 cm3 / cm3 Momento di fessurazione Mfes 63.85 kNm Tensioni ai lembi csup / cinf -3.28 2.89 MPa / MPa						Sezione omogeneizzata: stato tensionale Sollecitazioni esterne M / N / e 62.00 -34.00 kNm / kN / m Caratteristiche sez. omogeneiz A / y / J 3.89E+03 169E+01 4.07E+05 cmq / cm / cm4 Moduli di res. sez. omogeneiz Winf / Wsup 2.41E+04 2.24E+04 cm3 / cm3 Momento di fessurazione Mfes 64.29 kNm Tensioni ai lembi csup / cinf -2.86 2.50 MPa / MPa					
-----La sezione è soggetta a formazione di fessure----- Sezione parzializzata: stato tensionale Asse neutro da lembo sup x 10.69 cm Tensione calcestruzzo sc -5.27 MPa Tensione acciaio csmax 132.61 MPa						La sezione non è soggetta a formazione di fessure, la verifica risulta pertanto soddisfatta.					
Sezione parzializzata: apertura fessure Arm tesa: Ceq / ricopr. / pas/eq / r_eq / s_eq 16.00 56.00 100.00 mm / mm / mm Durata carico [breve-lunga] input / kt breve 0.60 - / - Aderenza barre [a.m.-liscia] input / kl am 0.80 - / - Tipologia di carico [flex - t k2 flex 0.50 - Coefficienti k3, k4 k3, k4 3.40 0.43 - / - Area cls eff / Area arm. Tesa Ac,eff / As 810.43 2010.62 cmq / mmq Percentuale armatura Cs,acc 0.0248 - Es,acc 0.00039 - Passo massimo fessure smax 300.04 mm Ampiezza fessura wk 0.12 mm											
Essendo wk < W3 = 0.4mm la verifica risulta soddisfatta											

Parete sezione H = 1m da base

Combinazione frequente:										Combinazione quasi permanente:									
Mfreq = 39 kNm/m										Mqp = 33 kNm/m									
Nfreq = 25 kN/m										Nqp = 25 kN/m									
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	3.36E-04	15.00	Mpa / Mpa / -			Moduli elastici cls / acciaio		Es / Ec / n		2.06E-05	3.36E-04	15.00	Mpa / Mpa / -		
Caratteristiche geometriche sezione										Caratteristiche geometriche sezione									
Geometria		H / B		35.00	100.00	cm / cm				Geometria		H / B		35.00	100.00	cm / cm			
Armatura superiore I		n / c / r		5.00	12.00	50.00	- / mm / mm			Armatura superiore I		n / c / r		5.00	12.00	50.00	- / mm / mm		
Armatura superiore II		n / c / r					- / mm / mm			Armatura superiore II		n / c / r					- / mm / mm		
Armatura superiore III		n / c / r					- / mm / mm			Armatura superiore III		n / c / r					- / mm / mm		
Armatura superiore IV		n / c / r					- / mm / mm			Armatura superiore IV		n / c / r					- / mm / mm		
Armatura inferiore I		n / c / r		5.00	12.00	50.00	- / mm / mm			Armatura inferiore I		n / c / r		5.00	12.00	50.00	- / mm / mm		
Armatura inferiore II		n / c / r					- / mm / mm			Armatura inferiore II		n / c / r					- / mm / mm		
Armatura inferiore III		n / c / r					- / mm / mm			Armatura inferiore III		n / c / r					- / mm / mm		
Armatura inferiore IV		n / c / r					- / mm / mm			Armatura inferiore IV		n / c / r					- / mm / mm		
Sezione omogeneizzata: stato tensionale										Sezione omogeneizzata: stato tensionale									
Sollecitazioni esterne		M / N / e		33.00	-17.00	kNm / kN / m				Sollecitazioni esterne		M / N / e		33.00	-17.00	kNm / kN / m			
Caratteristiche sez. omogeneiz		A / y / J		3.67E-03	1.75E-01	3.81E-05	cmq / cm / cm			Caratteristiche sez. omogeneiz		A / y / J		3.67E-03	1.75E-01	3.81E-05	cmq / cm / cm		
Moduli di res. sez. omogeneiz		Winf / Wsup		2.18E-04	2.18E-04	cm3 / cm3				Moduli di res. sez. omogeneiz		Winf / Wsup		2.18E-04	2.18E-04	cm3 / cm3			
Momento di fessurazione		Mfes		57.28	kNm					Momento di fessurazione		Mfes		57.28	kNm				
Tensioni ai lembi		σsup / σinf		-1.84	1.74	MPa / MPa				Tensioni ai lembi		σsup / σinf		-1.56	1.47	MPa / MPa			
-----La sezione non è soggetta a formazione di fessure-----										-----La sezione non è soggetta a formazione di fessure-----									
La sezione non è soggetta a formazione di fessure, la verifica risulta pertanto soddisfatta.										La sezione non è soggetta a formazione di fessure, la verifica risulta pertanto soddisfatta.									

5.3.2 Soletta di base sp.40cm

Combinazione frequente: Mfreq = 70 kNm/m										Combinazione quasi permanente Mfreq = 64 kNm/m									
SEZIONE										SEZIONE									
Caratteristiche materiali										Caratteristiche materiali									
Resistenza meccanica cls		Rck / fctm / st		30.00	2.56	2.13	MPa / MPa / MPa			Resistenza meccanica cls		Rck / fctm / st		30.00	2.56	2.13	MPa / MPa / MPa		
Moduli elastici cls / acciaio		Es / Ec / n		2.06E+05	3.14E+04	15.00	Mpa / Mpa / -			Moduli elastici cls / acciaio		Es / Ec / n		2.06E+05	3.14E+04	15.00	Mpa / Mpa / -		
Caratteristiche geometriche sezione										Caratteristiche geometriche sezione									
Geometria		H / B		40.00	100.00	cm / cm				Geometria		H / B		40.00	100.00	cm / cm			
Armatura superiore I		n / c / r		5.00	12.00	40.00	- / mm / mm			Armatura superiore I		n / c / r		5.00	12.00	40.00	- / mm / mm		
Armatura superiore II		n / c / r		0.00	0.00	0.00	- / mm / mm			Armatura superiore II		n / c / r		0.00	0.00	0.00	- / mm / mm		
Armatura superiore III		n / c / r					- / mm / mm			Armatura superiore III		n / c / r					- / mm / mm		
Armatura superiore IV		n / c / r					- / mm / mm			Armatura superiore IV		n / c / r					- / mm / mm		
Armatura inferiore I		n / c / r		5.00	16.00	40.00	- / mm / mm			Armatura inferiore I		n / c / r		5.00	16.00	40.00	- / mm / mm		
Armatura inferiore II		n / c / r		2.50	16.00	40.00	- / mm / mm			Armatura inferiore II		n / c / r		2.50	16.00	40.00	- / mm / mm		
Armatura inferiore III		n / c / r					- / mm / mm			Armatura inferiore III		n / c / r					- / mm / mm		
Armatura inferiore IV		n / c / r					- / mm / mm			Armatura inferiore IV		n / c / r					- / mm / mm		
Sezione omogeneizzata: stato tensionale										Sezione omogeneizzata: stato tensionale									
Sollecitazioni esterne		M / N / e		71.00	0.00	kNm / kN / m				Sollecitazioni esterne		M / N / e		64.00	0.00	kNm / kN / m			
Caratteristiche sez. omogeneiz		A / y / J		4.31E+03	1.95E+01	6.05E+05	cmq / cm / cm			Caratteristiche sez. omogeneiz		A / y / J		4.31E+03	1.95E+01	6.05E+05	cmq / cm / cm		
Moduli di res. sez. omogeneiz		Winf / Wsup		3.10E+04	2.95E+04	cm3 / cm3				Moduli di res. sez. omogeneiz		Winf / Wsup		3.10E+04	2.95E+04	cm3 / cm3			
Momento di fessurazione		Mfes		66.08	kNm					Momento di fessurazione		Mfes		66.08	kNm				
Tensioni ai lembi		σsup / σinf		-2.41	2.29	MPa / MPa				Tensioni ai lembi		σsup / σinf		-2.17	2.06	MPa / MPa			
-----La sezione è soggetta a formazione di fessure-----										-----La sezione non è soggetta a formazione di fessure-----									
Sezione parzializzata: stato tensionale										Sezione parzializzata: stato tensionale									
Asse neutro da lembo sup		x		10.18	cm				Asse neutro da lembo sup		x		10.18	cm					
Tensione calcestruzzo		σc		-7.56	MPa				Tensione calcestruzzo		σc		-7.56	MPa					
Tensione acciaio		σsmax		278.42	MPa				Tensione acciaio		σsmax		278.42	MPa					
Sezione parzializzata: apertura fessure										Sezione parzializzata: apertura fessure									
Arm tesa: Seq / ricopr. / passeq / r_eq / s_eq				16.00	40.00	133.33	mm / mm / mm			Arm tesa: Seq / ricopr. / passeq / r_eq / s_eq				16.00	40.00	133.33	mm / mm / mm		
Durata carico [breve-lunga]		input / kt		breve	0.80	- / -				Durata carico [breve-lunga]		input / kt		breve	0.80	- / -			
Aderenza barre [a.m.-liscia]		input / k1		a.m.	0.80	- / -				Aderenza barre [a.m.-liscia]		input / k1		a.m.	0.80	- / -			
Tipologia di carico [flex - t]		k2		flex	0.50	-				Tipologia di carico [flex - t]		k2		flex	0.50	-			
Coefficienti k3, k4		k3, k4		3.40	0.43	- / -				Coefficienti k3, k4		k3, k4		3.40	0.43	- / -			
Area cls eff / Area arm. Tesa		Ac,eff / As		993.89	1507.96	cmq / mmq				Area cls eff / Area arm. Tesa		Ac,eff / As		993.89	1507.96	cmq / mmq			
Percentuale armatura		ρs,acc		0.0152	-				Percentuale armatura		ρs,acc		0.0152	-					
		ρs,min		0.00081	-						ρs,min		0.00081	-					
Passo massimo fessure		s_max		315.27	mm				Passo massimo fessure		s_max		315.27	mm					
Ampiezza fessura		wk		0.26	mm				Ampiezza fessura		wk		0.26	mm					

La sezione non è soggetta a formazione di fessure, la verifica risulta pertanto soddisfatta.

Essendo $w_k < W_3 = 0.4\text{mm}$ la verifica risulta soddisfatta

5.4 Verifiche sismiche GEO

Si riportano le verifiche di tipo geotecnico e strutturale condotte in condizioni sismiche considerando l'approccio 2 combinazione A1+M1+R3 ponendo pari all'unità i coefficienti sulle azioni e sui parametri geotecnici ed utilizzando i coefficienti R3 definiti in tab. 7.11.III [N1].

La sovraspinta sismica del terreno a tergo del manufatto è stata calcolata secondo l'espressione proposta da Mononobe Okabe assumendo i seguenti parametri di input:

$$a_g = 0.23g$$

$$S = 1.36$$

$$\beta_m = 0.38 (*)$$

$$k_h = \beta_m * a_g * S / g = 0.12$$

$$k_v = 0.5 * 0.12 = 0.06$$

$$K_{AE} = 0.42$$

(*) Per le verifiche a ribaltamento il parametro β_m è stato incrementato del 50%, il coefficiente di spinta sismica K_{AE} corrispondente è pari a 0.47.

Sono stati considerati i seguenti contributi di carico:

- peso proprio del muro;
- peso permanente terreno imbarcato;
- peso permanente finitura piano viario;
- spinta del terreno a tergo in condizioni attive;
- sovraspinta attiva sismica;
- spinte inerziali di terreno imbarcato;
- spinte inerziali muro.

5.4.1 Verifiche GEO (ribaltamento)

Verifiche sismiche									
Larghezza ciabatta	B	2.80	m						
Altezza ciabatta	HC	0.40	m						
Altezza muro	Hm	3.80	m						
Carico a tergo	q	3.00	kPa						
Peso specifico terreno	g	18.00	kN/mc						
Angolo di attrito car.	ϕ_k	30.00	deg						
Angolo di attrito di prog.	ϕ_d	24.79	deg						
Ang. attrito ter-muro car.	δ_k	0.00	deg			0.0000			
Ang. attrito ter-muro prog.	δ_d	0.00	deg			0.0000			
Coefficiente di spinta H	k_h	0.18	-						
Coefficiente di spinta V	k_v	0.09	-						
Coefficiente di spinta ter.	$K_{AE,k}$	0.47269							
Coefficiente di spinta ter.	$K_{AE,d}$	0.56743							

Dati geometrici carichi									
Sezione	W	Bar X	Bar Y	gA1	gA2	W*(1-kv)	W*k _h		
	[kN/m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]		
1	28	-1.40	0.20	1.00	1.00	25.46	5.08		
2	17	-1.16	0.76	1.00	1.00	15.46	3.08		
3	34	-1.93	2.35	1.00	1.00	30.92	6.16		
4	48	-2.45	2.40	1.00	1.00	43.65	8.70		
5	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

Calcolo spinte terreno per verifiche GEO									
Spinta	Sk[M1]	y	Sd[M2]	gA1	gA2	xR	Sk,x	Sk,y	Sd,x
	[kN/m]	[m]	[kN/m]	[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Spinta terreno a tergo	75.04	1.40	90.09	1.00	1.00	-2.80	75.04	0.00	90.09
Spinta sovraccarico permanente	5.96	2.10	7.15	1.00	1.00	-2.80	5.96	0.00	7.15

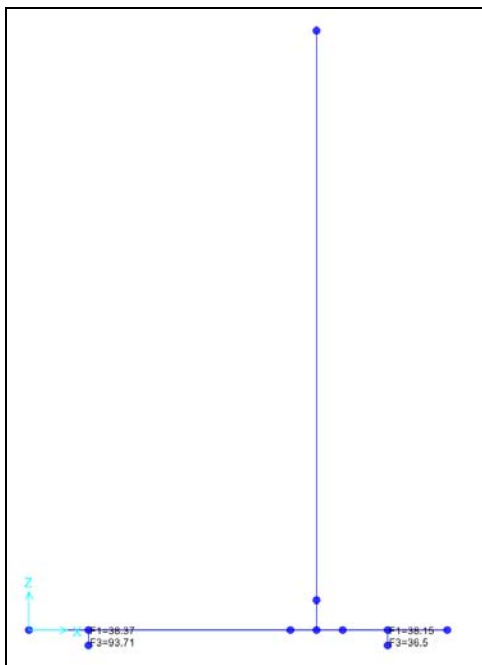
Combo	Verifica a ribaltamento					
	STAB [kNm/m]	gEQU [-]	INST [kNm/m]	gEQU [-]	INST [kNm/m]	gEQU [-]
A1+M1+R3	-35.6	1.00	1.02	1.00	126	1.00
	-17.9	1.00	2.34	1.00	15	1.00
	-59.5	1	14.48	1.00		
	-106.9	1	20.88	1.00		
	0.0	1	0.00	1.00		

Momento stabilizzante totale: -220.0 kNm/m
 Momento destabilizzante totale: 179.9 kNm/m
 Fs = Mstab / Minst = 1.2 > 1 Verifica soddisfatta

Essendo $FS = M_{stab}/M_{inst} = 1.2 > 1$ la verifica risulta soddisfatta.

5.4.2 Verifiche GEO (scorrimento e capacità portante)

Le massime sollecitazioni sui pali in condizioni sismiche risultano pari a:



In condizioni SLU le massime sollecitazioni su singolo palo risultano pari a:

$V_{sd} = 38 \text{ kN/m} \cdot 2$	$= 76 \text{ kN}$	taglio massimo agente in testa palo
$N_{sdmax} = 93 \text{ kN/m}$	$\cdot 2 = 186 \text{ kN}$	azione massima in testa palo (C)
$N_{sdmin} = 36 \text{ kN/m} \cdot 2$	$= 72 \text{ kN}$	azione minima in testa palo (C)

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

$V_{rd} = 85 \text{ kN}$
 $N_{crd} = 215 \text{ kN}$

Essendo le resistenze maggiori delle corrispettive sollecitazioni le verifiche risultano soddisfatte.

5.5 Verifiche sismiche STR

5.5.1 Parete sp.35

Con riferimento alla combinazione SLV (A1 + M1 + R3) la parete risulta soggetta alle seguenti sollecitazioni.

Sezione di incastro	Sezione H = 1.0m (da spiccato fondazione)
Msd = 96 kNm/m	Msd = 54 kNm/m
Nsd = 33 N/m	Nsd = 24 kN/m
Vsd = 64 kN/m	Vsd = 42 kN/m

La geometria delle sezioni resistenti è di seguito riportata.

Sezione di incastro

B = 100cm

H = 35cm

Aa = 1φ16/20 + 1φ16/20 (armature lato scarpata)

Aa' = 1φ12/20 (armatura lato campagna)

c = 4cm (ricoprimento netto armatura orizz)

Mrd = 201 kNm/m (momento resistente)

Vrd = 174 kN/m (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]
1	100	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	6.5
2	20	28.5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N Ed 0 0 kN
 M Ed 0 0 kNm
 V Ed 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C30/37
 E_{cu} 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
 E_{syd} 1.957 % C_{o,adm} 11.5
 C_{o,adm} 255 N/mm² T_{co} 0.6933
 T_{cl} 2.029

M xRd 205.6 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_s 3.5 %
 ε_s 12.61 %
 d 28.5 cm
 x 6.191 x/d 0.2172
 δ 0.7115

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 b_{te} 1000 mm
 Altezza h 350 mm
 Ricoprimento netto staffa inferiore c_{inf} 40 mm
 Ricoprimento netto staffa superiore c_{sup} 40 mm
 Diametro della staffa φ_{staffa} 10 mm
 n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci) n_{staffe} 1
 passo staffa p_{staffe} 200 mm
 Diametro armatura longitudinale tesa φ_{long,tesa} 16 mm
 n ferri longitudinali tesi n_{long,tesa} 10
 Diametro armatura longitudinale compressa φ_{long,comp} 12 mm
 n ferri longitudinali compressi n_{long,comp} 5
 Area efficace armatura inclinata a taglio A_{wt} 0 mm²
 Altezza utile d 292 mm
 Copriferro armatura tesa c₁ + c₂ + c_{1,inf}/2 58 mm
 Area armatura longitudinale tesa A_{s,tesa} 2011 mm²
 Area armatura longitudinale compressa A_{s,comp} 565 mm²
 Area armatura totale A_{s,totale} 2576 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 1.828
 ρ₁ = A_{s,tesa} / (b_{te} * d) 0.006 OK: < 0.02
 V_{min} = 0.035 * k^{2/3} * f_{ctk} 0.498
 c_{cp} = N_{sd} / (A_{s,tesa}) 0.000 MPa scp=Ned/(A_{s,tesa})
 v = 0.18 * k * (100 * ρ₁ * f_{ctk})^{1/3} / γ_c 0.586 MPa
 Vrd = [0.18 * k * (100 * ρ₁ * f_{ctk})^{1/3} / γ_c + 0.15 * c_{cp}] * b_{te} * d = 171 kN verifica soddisfatta

Sezione H = 1.0m da incastro

B = 100cm

H = 35cm

Aa = 1φ12/20

(armature lato scarpata)

Aa' = 1φ12/20

(armatura lato campagna)

c = 4cm

(ricoprimento netto armatura orizz)

Mrd = 71 kNm/m

(momento resistente)

Vrd = 146 kN/m

(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	100	35	1	5.65	29
			2	5.65	6

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 71.46 kNm

Materiali

B450C C30/37

E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 % C_{c,adm} 11.5
C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
E_c 3.5 %
E_s 28.16 %
d 29 cm
x 3.206 x/d 0.1106
δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoi 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_{cd} = 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_{yk} = f_{yk} / γ_s 391.30 MPa

Geometria della sezione

Base b₀ 1000 mm
Altezza h 350 mm
Ricoprimento netto staffa inferiore c_{inf} 40 mm
Ricoprimento netto staffa superiore c_{sup} 40 mm
Diametro della staffa c_{staffa} 10 mm
n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci) n_{staffe} 1
passo staffe p_{staffe} 200 mm
Diametro armatura longitudinale tesa c_{long,tesa} 12 mm
n ferri longitudinali tesi n_{long,tesa} 5
Diametro armatura longitudinale compressa c_{long,com} 12 mm
n ferri longitudinali compressi n_{long,com} 5
Area efficace armatura inclinata a taglio A_{WI} 0 mm²
Altezza utile d 294 mm
Copriferro armatura tesa c₁ + c_{s1} + c_{1,inf/2} 56 mm
Area armatura longitudinale tesa A_{s,tesa} 565 mm²
Area armatura longitudinale compressa A_{s,compressa} 565 mm²
Area armatura totale A_{s,totale} 1131 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 1.825
c₁ = A_{s,tesa} / (b₀ * d) 0.002 OK: < 0.02
V_{min} = 0.035 * k^{3/2} * f_{ctk}^{0.5} 0.497
c₂ = N_{ed} / (A_{s,tesa}) 0.000 MPa scp=Ned/(A_{s,tesa})
v = 0.18 * k * (100 * c₁ * f_{ctk})^{1/3} / γ_c 0.383 MPa
Vrd = [0.18 * k * (100 * c₁ * f_{ctk})^{1/3} / γ_c + 0.15 * c₂] * b₀ * d = 146 kN verifica soddisfatta

5.5.2 Soletta sp.40cm

Con riferimento alla combinazione SLV (A1 + M1 + R3) la soletta risulta soggetta alle seguenti sollecitazioni.

$M_{sdmax} = 90 \text{ kNm/m}$ momento flettente massimo (tese le fibre inferiori)
 $V_{sdmax} = 84 \text{ kN/m}$ taglio massimo

Sezione resistente:

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 40 \text{ cm}$

$A_a = 1\phi 16/20 + 1\phi 16/40 = 15.07 \text{ cm}^2/\text{m}$ armatura inferiore

$A_{a'} = 1\phi 12/20 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$ armatura superiore

$c = 4 \text{ cm}$ (ricoprimento netto armatura orizz.)

$M_{rd} = 187 \text{ kNm/m}$ (momento resistente)

$V_{rd} = 156 \text{ kN/m}$ (taglio resistente)

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

Verifica C.A. S.L.U. - File:		DATI DI INPUT	
Calcestruzzo Resistenza caratteristica a compressione cubica $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ Resistenza caratteristica a compressione cilindrica $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$ Resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$ Resistenza caratteristica a trazione $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$ Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_c = 1.5$ Coefficiente acc per azioni di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$ Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ MPa}$ Resistenza di calcolo a trazione $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$		Acciaio Resistenza caratteristica a snervamento $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$ Coefficiente di omogeneizzazione $E_s / E_c = 15$ Resistenza di calcolo $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$	
Geometria della sezione Base $b_w = 1000 \text{ mm}$ Altezza $h = 400 \text{ mm}$ Ricoprimento netto staffa inferiore $c_{inf} = 40 \text{ mm}$ Ricoprimento netto staffa superiore $c_{sup} = 40 \text{ mm}$ Diametro della staffa $\phi_{staffa} = 0 \text{ mm}$ n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci) $n_{staffe} = 1$ passo staffe $p_{staffe} = 250 \text{ mm}$ Diametro armatura longitudinale tesa $\phi_{long,tesa} = 16 \text{ mm}$ n ferri longitudinali tesi $n_{long,tesa} = 7.5$ Diametro armatura longitudinale compressa $\phi_{long,comp} = 16 \text{ mm}$ n ferri longitudinali compressi $n_{long,comp} = 5$ Area efficace armatura inclinata a taglio $A_{wi} = 0 \text{ mm}^2$ Altezza utile $d = 352 \text{ mm}$ Copriferro armatura tesa $c_{t1} + c_{t2} + \phi_{long}/2 = 48 \text{ mm}$ Area armatura longitudinale tesa $A_{s,tesa} = 1508 \text{ mm}^2$ Area armatura longitudinale compressa $A_{s,compressa} = 1005 \text{ mm}^2$ Area armatura totale $A_{s,totale} = 2513 \text{ mm}^2$		ELEMENTI PRIVI DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO Elementi privi di armatura a taglio e fessurati per flessione $k = 1 + (200 / d)^{1/2} < 2 = 1.754$ $\phi_1 = A_{s,tesa} / (b_w \cdot d) = 0.004$ $V_{min} = 0.035 \cdot k^{2/3} \cdot f_{ctk}^{0.5} = 0.406$ $\sigma_{cp} = N_{ed} / (A_{s,tesa}) = 0.000 \text{ MPa}$ $v = 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \phi_1 \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} = 0.444 \text{ MPa}$ $V_{rd} = [0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \phi_1 \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d = 156 \text{ kN}$ OK: <0.02 scp=Ned/(Asezt) verifica soddisfatta	

5.5.3 Palo $\phi 400$

Con riferimento alla combinazione SLV (A1 + M1 + R3) il palo risulta soggetto alle seguenti azioni massime in testa:

$V_{sd} = 76 \text{ kN}$

$M_{sd} = V_{sd} / 2 \cdot \alpha = V_{sd} \cdot 1.24 = 94 \text{ kNm}$

$N_{sd} = 72 \text{ kN}$

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

$M_{rd} = 98 \text{ kNm}$

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.): 5.8 [cm]		Calcestruzzo Resistenza caratteristica a compressione cubica: $R_{ck} = 30 \text{ MPa}$ Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 24.90 \text{ MPa}$ Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.56 \text{ MPa}$ Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$ Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_c = 1.5$ Coefficiente acc per azioni di lunga durata: $\alpha_{cc} = 0.85$	
Sollecitazioni S.L.U. Metodo n N: 72 [kN] M: 94 [kNm] V: 76 [kN]		Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.11 \text{ MPa}$ Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ MPa}$	
Materiali B450C C25/30 $\epsilon_{su} = 67.5 \text{ ‰}$ $\epsilon_{cu} = 2 \text{ ‰}$ $f_{yk} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 3.5 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$ $E_s / E_c = 15$ $f_{cc} / f_{cd} = 0.8$ $\epsilon_{syd} = 1.957 \text{ ‰}$ $\alpha_{s,adm} = 9.75$ $\alpha_{s,adm} = 255 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{co} = 0.6$		Acciaio Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ Resistenza caratteristica a rottura: $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ Coefficiente parziale di sicurezza: $\gamma_s = 1.15$ Coefficiente di omogeneizzazione E_s / E_c : $n = 15$ Resistenza di calcolo: $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$	
P.to applicazione N Centro Baricentro cls Coord. [cm] xN: 0 yN: 0		Geometria della sezione Base: $b_b = 340 \text{ mm}$ Altezza: $h = 340 \text{ mm}$ Ricoprimento netto staffa inferiore: $c_{inf} = 40 \text{ mm}$ Ricoprimento netto staffa superiore: $c_{sup} = 40 \text{ mm}$ Diametro della staffa: $\phi_{staffe} = 8 \text{ mm}$ n staffe nella sezione (1 staffa = 2 bracci): $n_{staffe} = 1$ passo staffe: $\phi_{staffe} = 100 \text{ mm}$ Diametro armatura longitudinale tesa: $\phi_{long,tesa} = 20 \text{ mm}$ n ferri longitudinali tesi: $n_{long,tesa} = 3$ Diametro armatura longitudinale compressa: $\phi_{long,comp} = 20 \text{ mm}$ n ferri longitudinali compressi: $n_{long,comp} = 3$ Area efficace armatura inclinata a taglio: $A_{w,i} = 0 \text{ mm}^2$ Altezza utile: $d = 282 \text{ mm}$ Copriferro armatura tesa: $c_t + c_{st} + c_{l,inf}/2 = 58 \text{ mm}$ Area armatura longitudinale tesa: $A_{s,tesa} = 942 \text{ mm}^2$ Area armatura longitudinale compressa: $A_{s,comp} = 942 \text{ mm}^2$ Area armatura totale: $A_{s,totale} = 1885 \text{ mm}^2$	
Metodo di calcolo S.L.U. + S.L.U. Tipo flessione: Retta Deviata Vertici: 52 N° rett: 100 Calcola M _{rd} Dominio M-N L ₀ : 0 cm Col. modello		ELEMENTI CON ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO Inclinazione del puntone di calcestruzzo: $\alpha = 45 \text{ deg}$ Inclinazione delle staffe: $\beta = 90 \text{ deg}$ SFORZO RESISTENTE DELLA BIELLA TESA (STAFFE) $V_{rd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{w,i} \cdot p \cdot f_{yk} \cdot (\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\beta)) \cdot \text{sen}(\alpha) = 100 \text{ kN}$ SFORZO RESISTENTE DELLA BIELLA COMPRESSA (CLS) Coefficiente riduttivo η_{cs} : $\eta_{cs} = 0.50$ Resistenza a compressione ridotta $f_{cd} = \eta_{cs} \cdot f_{cd} = 7.06 \text{ MPa}$ Tensione media di compressione $\sigma_{cs} = N_{ed} / A_{s,tesa} = 0.00 \text{ MPa}$ Coefficiente maggiorativo $\alpha_c = 1.000$ $V_{rd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{yk} \cdot (\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\beta)) \cdot (1 + \text{ctg}^2(\beta)) = 304 \text{ kN}$	
Calcolo M_{rd} M _{rd} : 98.08 [kNm]		TAGLIO RESISTENTE DI PROGETTO $V_{rd} = \min(V_{rd,tesa}, V_{rd,comp}) = 100 \text{ kN}$ verifica soddisfatta	
Controlli x: 12.28 x/d: 0.3591		CONTROLLO DUTTILITA' MECCANISMO DI ROTTURA Minima armatura a taglio richiesta $A_{s,req,min} = 0 \text{ mm}^2/\text{m}$ Massima armatura a taglio consentita $A_{s,lim,max} = 3065 \text{ mm}^2/\text{m}$ Armatura a taglio introdotta $A_{s,i} = 1005 \text{ mm}^2/\text{m}$ rottura duttile	