

Committente:



# AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15  
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22  
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO  
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)  
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

## PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.

Il Direttore Tecnico:

*Il Responsabile di Progetto  
Dott. Ing. Luca Bondanelli*

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

Ing. Fabio Nigrelli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Palermo n. 3581

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

Ing. Giovanni Maria Cepparotti

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche:

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

Titolo Elaborato:

**Cantierizzazione  
Cantiere  
Ambito operativo 2 – Area di cantierizzazione 2A  
Relazione di calcolo fondazioni impianto betonaggio**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N Progr. Doc.	REV.
	RAAA	1	E	I	CN	CN	02	C	RE	048	A

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
A	16/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	Y.ZORZI	F.NIGRELLI	MAZZOLI

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	4
3	UNITA' DI MISURA .....	5
4	MATERIALI .....	5
4.1.	Calcestruzzo .....	5
4.2.	Acciaio da c.a. ....	5
5	AZIONI .....	5
5.1.	Pesi propri strutture .....	5
5.2.	Carichi impianti .....	6
6	PLATEE DI FONDAZIONE : MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	6
6.1.	INTRODUZIONE.....	6
6.2.	VERIFICA PLATEE .....	7
6.3.	VERIFICA DELLE PRESSIONI DEL TERRENO .....	9
6.4.	VERIFICHE DEI PILASTRI.....	10
7	ALLEGATO – AZIONI SOVRASTRUTTURA .....	17

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento della platea di fondazione dell'impianto di betonaggio presso il cantiere per la realizzazione del raccordo autostradale tra la A15 "Autostrada della Cisa" e la A22 "Autostrada del Brennero" - Fontevivo (PR) - Nogarole Rocca (VR) – 1° Lotto da Fontevivo (PR) all'Auto stazione "Trecasali-Terre Verdiane".

L'impianto di betonaggio viene ubicato nel Comune di Fontanellato (PR).

Il calcolo delle strutture degli impianti non rientra nella presente relazione.

La vita nominale della struttura  $V_N$  è di 10 anni, essendo la costruzione di tipo 1, opere provvisorie; la Classe d'Uso  $C_U$  della costruzione è la II, costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali; il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R = V_N * C_U = 10 * 1 = 10$  anni, portati a 35 anni per il limite minimo imposto dalla Norma.

Zona sismica 3, comune di Fontanellato (PR), latitudine 44°8'39", longitudine 10°17'44" con i seguenti parametri.

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV), sisma con probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento  $V_R=35$ anni, oppure sisma con periodi di ritorno di 332,5 anni:

$$a_g/g=0,1215, \quad F_0=2,4618, \quad T_C^*=0,279$$

Il profilo stratigrafico del terreno di fondazione appartiene alla categoria C, come si evince dalla relazione geologica.

Il sito di interesse appartiene alla categoria T1, trovandosi in una porzione di terreno pressoché pianeggiante, quindi  $St = 1$ ,

Oltre all'azione sismica, sulla costruzione vengono considerate le azioni dovute ai carichi verticali (pesi propri, permanenti e variabili) e all'azione del vento.

Come esplicitamente richiesto dal suddetto Decreto per i materiali e le azioni si farà riferimento al Decreto stesso. La relazione di riferimento per la valutazione della portanza del terreno è la Relazione di caratterizzazione geotecnica RAAA\_E\_R\_GE\_XX\_01\_E\_RE\_001\_A, dalla quale si evince che, per i cantieri 2A, 2B, PV, 1B, i terreni di fondazione sono di tipo incoerente (prevalentemente ghiaie) con angoli di attrito interno variabili da 23° a 36°.

Nella presente relazione si adotta prudenzialmente un angolo di 23°.

Sarà cura della Direzione Lavori valutare eventuali difformità locali dalla ipotesi di progetto durante l'esecuzione delle opere.

## 2            **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

- 1) Legge 5 novembre 1971 n°1086 "Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche"
- 2) Legge 2 febbraio 1974 n°64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolare riferimento per le zone sismiche"
- 3) DPR 6 giugno 2001 n°380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- 4) Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003 n° 3274, "Primi Elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" modificata ed integrata ai sensi delle OPCM n°3316 del 2/10/2003 e 3431 del 3/10/2005
- 5) DM Infrastrutture 14 gennaio 2008 Norme tecniche per le costruzioni
- 6) Circolare n°617/C.S.LL.PP. del 2 febbraio 2009
- 7) Norma UNI EN 1992-1-1: 2005 (Eurocodice 8)
- 8) CNR – UNI 10011/88 Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.

### 3 UNITA' DI MISURA

Le unità di misura adottate, dove non specificato, sono le seguenti:

Lunghezze: [m]

Massa: [kg]

Forze: [kg], [daN=1kg], [kN]

Momenti: [kgm], [daNm=1kgm], [kNm]

Tensioni: [kg/cm<sup>2</sup>], [daN/cm<sup>2</sup> = 1kgcm<sup>2</sup>], [Mpa]

### 4 MATERIALI

#### 4.1. CALCESTRUZZO

Per elementi strutturali di fondazione si considera un calcestruzzo appartenente alla classe di resistenza C25/30 ovvero con  $f_{ck,cube} = 30$  MPa e  $f_{ck,cyl} = 25$  MPa.

#### 4.2. ACCIAIO DA C.A.

Per le armature dei plinti e delle travi di fondazione si impiega acciaio B 450 C

$$f_{y\ nom} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{t\ nom} = 540 \text{ MPa}$$

$$E = 210.000 \text{ MPa}$$

Per i tirafondi vengono invece impiegate barre filettate in acciaio tipo S253 B

### 5 AZIONI

#### 5.1. PESI PROPRI STRUTTURE

Si assumono i seguenti valori per i materiali costituenti le strutture ed i materiali portanti :

$$\gamma_{cls} = 2.400 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{c.a.} = 2.500 \text{ daN/ m}^3$$

$$\gamma_{acciaio} = 7.850 \text{ daN/ m}^3$$

## 5.2. CARICHI IMPIANTI

I carichi assunti in fase di calcolo sono direttamente dedotti dai carichi riportati in relazione dal costruttore dell'impianto che si allegano in coda alla presente relazione

## 6 PLATEE DI FONDAZIONE : MODELLAZIONE STRUTTURALE

Nel modello di calcolo sono state modellate le colonne insieme alla piattaforma inferiore, per poter loro applicare i carichi così come calcolati al paragrafo precedente.

Tale struttura non costituisce tuttavia oggetto della presente relazione di calcolo, trattandosi infatti di una struttura a carico del fornitore dell'impianto.

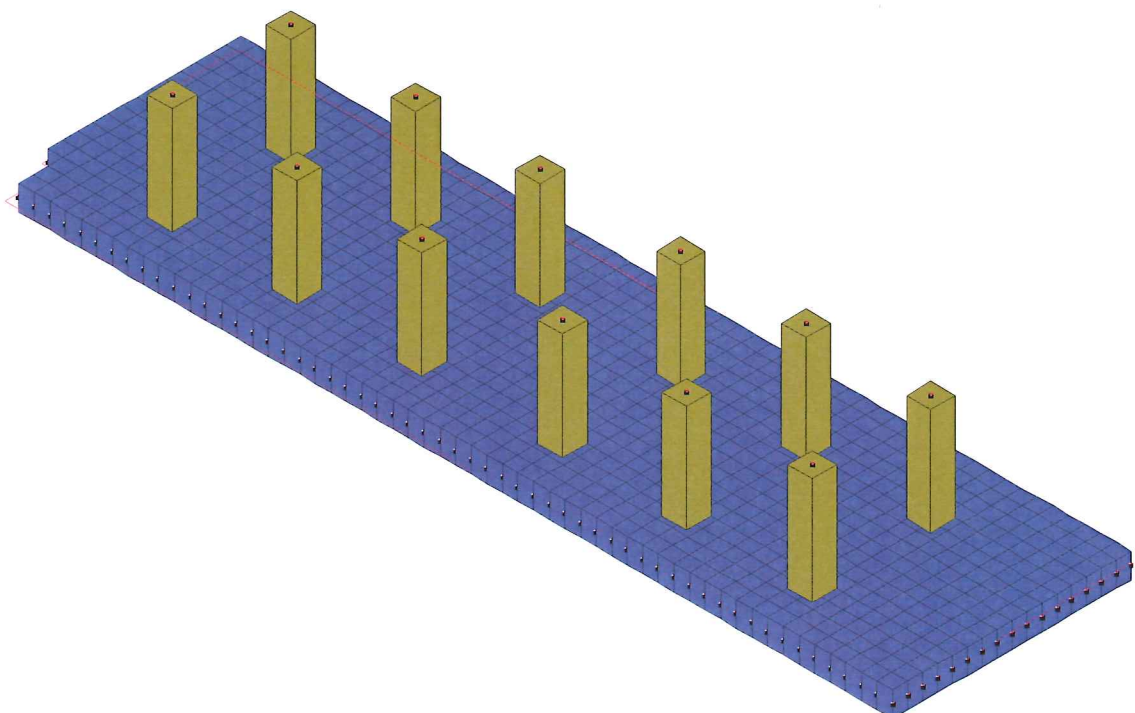
Pertanto nel calcolo verrà preso in considerazione il solo dimensionamento delle fondazioni, realizzate in opera.

### 6.1. INTRODUZIONE

Il dimensionamento delle strutture principali è stato condotto tramite l'ausilio di modelli ad elementi finiti utilizzando il metodo agli Stati Limite secondo le prescrizioni del D.M. 14.01.2008.

I modelli ad elementi finiti sono stati implementati attraverso il programma di calcolo WINSTRAND di ENEXSYS. L'analisi viene condotta in ambito elastico lineare, con riferimento ai valori caratteristici dei carichi come su calcolati, e secondo le combinazioni di volta in volta più sfavorevoli ai fini delle sollecitazioni agenti sul plinto di fondazione.

A seguire viene rappresentato il modello tridimensionale realizzato per rappresentare le platee. Lo spessore è di 50cm, mentre i pilastri che sosterranno la sovrastruttura sono di sezione 50x50cm<sup>2</sup>.



## 6.2. VERIFICA PLATEE

È stata effettuata un'analisi sul modello calcolato considerando le verifiche alle tensioni ammissibili previste dalla normativa secondo il D.M. LL. PP. 14.02.1992

Le verifiche sono condotte agli stati limite ultimi.

Calcestruzzo Rck 300 :

Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo  $f_{ck}=249.0 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza cubica caratteristica del calcestruzzo  $R_{ck}=300.0 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo  $R_{ck}=141.1 \text{ kg/cm}^2$

Acciaio B450C :

Tensione di snervamento dell'acciaio  $f_{yk}=4500 \text{ kg/cm}^2$

Tensione di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}=3913 \text{ kg/cm}^2$

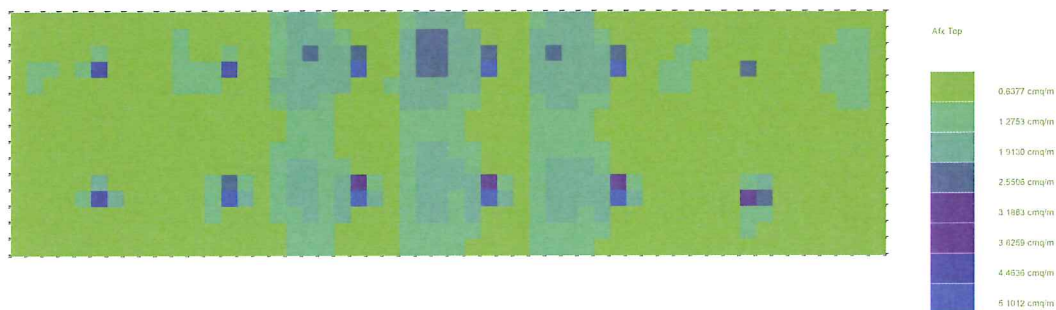
I risultati più significativi dell'analisi strutturale sono di seguito riassunti.

Vengono rappresentati graficamente i quantitativi d'armatura a estradosso e a intradosso secondo le due direzioni, derivanti dall'involuppo delle sollecitazioni nelle combinazioni di carico considerate

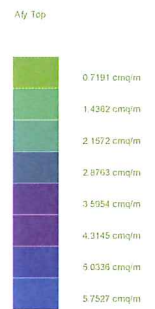
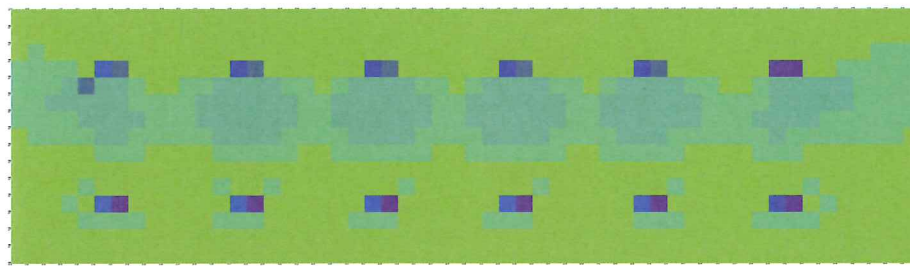
L'asse x è parallelo al lato lungo, l'asse y al lato corto della platea.

Il copriferro considerato è 3cm minimo, da garantire in opera con appositi distanziatori.

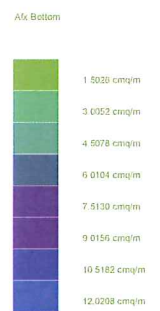
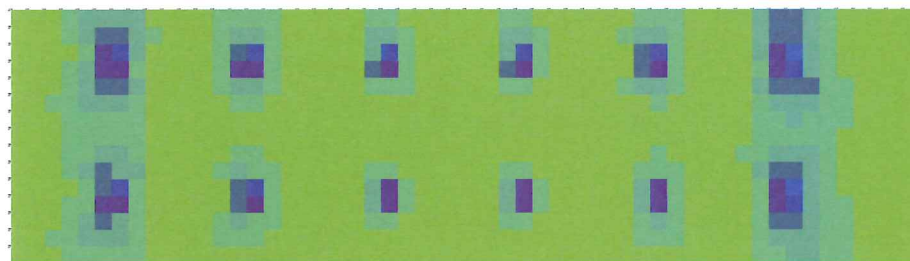
Armatura estradosso parallela a x



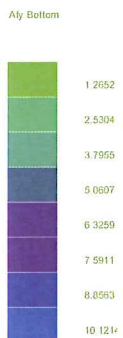
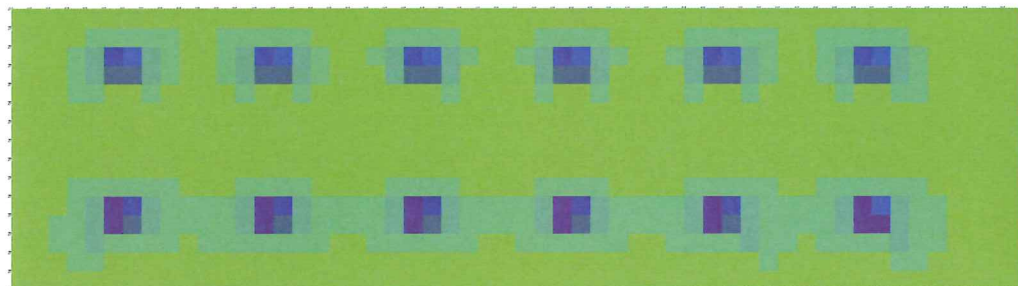
Armatura estradosso parallela a y



Armatura intradosso parallela a x



Armatura intradosso parallela a y



- Riassunto armature

		Armatura minima	Armatura reale
ione x dosso	Direz	5,34cm <sup>2</sup> /m	1Φ16/20
	estra		
ione y dosso	Direz	5,75cm <sup>2</sup> /m	1Φ16/20
	estra		



Direz ione x intrad osso	12,02cm <sup>2</sup> /m sotto i pilastri	1Φ16/20+4Φ16 l=200 sotto i pilastri
Direz ione y intrad osso	10,12cm <sup>2</sup> /m sotto i pilastri	1Φ16/20+4Φ16 l=200 sotto i pilastri

### 6.3. VERIFICA DELLE PRESSIONI DEL TERRENO

Il calcolo delle portanza del terreno viene condotto con riferimento alle caratteristiche dello stesso così come riportate nella Relazione di caratterizzazione geotecnica con il codice elaborato RAAA\_E\_R\_GE\_XX\_01\_E\_RE\_001\_A.

Come detto, si adotta prudenzialmente un angolo di attrito interno di 23°.

Considerando a favore di sicurezza una coesione nulla nel terreno, si è proceduto al calcolo della pressione ultima  $q_U$  e conseguentemente di quella di calcolo con un fattore di sicurezza  $FS = 2,3$ , seguendo l'Approccio progettuale 2, come indicato nel DM 2008.

Il piano di posa della fondazione si trova -0.50 m dal piano campagna.

Secondo la nota formula di Meyerhof la  $q_U$  è calcolabile come:

$$q_U = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

$$\text{dove } N_q = 10$$

$$N_\gamma = 6$$

$$\gamma = 1800 \text{ daN/m}^3$$

$$K_P = \text{tg}^2 ( 45^\circ + \Phi/2 ) = 2,28$$

$$\sqrt{K_P} = 1,51$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_P \cdot B / L = 1,32$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_P} \cdot D / B = 1,10$$

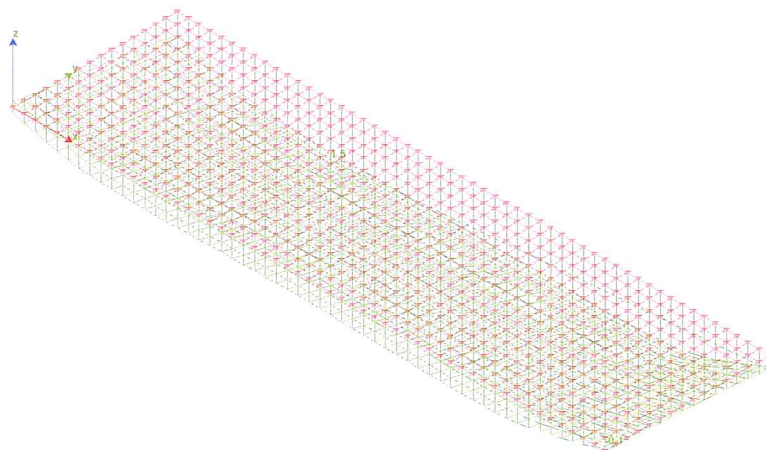
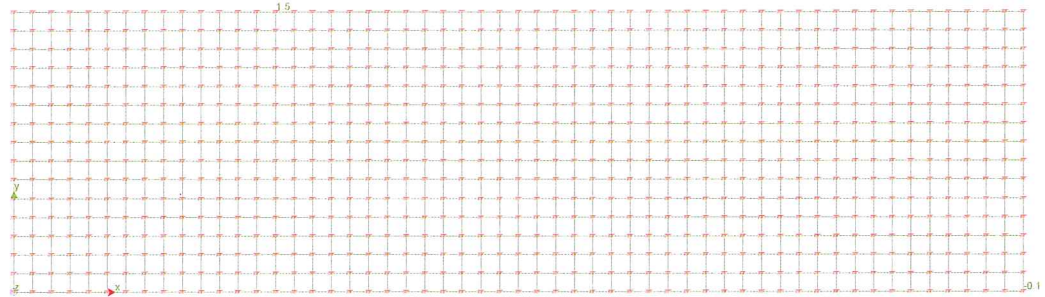
$$q_U = 8,53 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_d = q_U / 2,30 = 3,70 \text{ daN/cm}^2$$

Dalle verifiche su esposte si nota come il valore di 1,5 daN/cm<sup>2</sup> che si ottiene dal calcolo non viene mai superato dalle pressioni delle fondazioni sul terreno, pertanto la verifica di portanza del terreno

risulta pienamente soddisfatta.

Diagramma delle pressioni:



#### 6.4. VERIFICHE DEI PILASTRI

- **Modalità di verifica**

I pilastri vengono verificati (a discrezione dell'utente) secondo una delle seguenti modalità:

- Presso-tenso flessione deviata.
- Presso-tenso flessione retta. In tale caso viene svolta prima la verifica a presso-tenso flessione considerando come azioni agenti lo sforzo normale ed il momento  $M_x$  agente sulla sezione poi, disgiuntamente, considerando come azioni agenti lo sforzo normale e l'altro momento  $M_y$ . A discrezione dell'operatore tali momenti (a favore della sicurezza) possono essere incrementati di un fattore di amplificazione anch'esso a discrezione dell'utente.

Le verifiche vengono effettuate nella sezione di sommità e in quella di base in tutte le combinazioni di carico.

Nelle stampe si riportano (per le due sezioni di verifica succitate) le sollecitazioni relative alla combinazione di carico critica. Le sollecitazioni di verifica alle estremità sono valutate ad una ascissa di spunto definita dall'utente.

- Sezioni Impiegate:**

ez. Num.	nfo	im	riterio	ls	$c_k$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$c_d$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	RARE [kg/cm <sup>2</sup> ]	FREQ [kg/cm <sup>2</sup> ]	QP [kg/cm <sup>2</sup> ]	cciaio	$y_k$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$y_d$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
	ett. 50x50	50 [cm] H 50 [cm]	erpil	bk 300	49.0	41.1	49.4	49.0	12.0	450 C	500.0	913.0

- Verifiche Pilastr:**

**N.B. Nella formula (7.4.28) del punto 7.4.6.2.2. TU2008 nel calcolo di  $A_{st}$  è stato inclusa l'area totale delle staffe in entrambe le direzioni. Fattore di sovraresistenza  $\gamma_{R,d}=1.10$**

- Pilastro: 227/881 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

$$Af: 8 \varnothing 20 Af=25.13 [cm^2] < 1f20 \times 4 V + 1f20 \times 2 B + 1f20 \times 2 H >$$

**Staffe:**  $\varnothing 10/15.0' \times 215.0$

- Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
27		23633.3	12000.0	3600.0	.44
81		54862.5	0.0	.0	.19

- Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	$\varnothing 10/15.0'$

- Pilastro: 235/882 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

$$Af: 8 \varnothing 20 Af=25.13 [cm^2] < 1f20 \times 4 V + 1f20 \times 2 B + 1f20 \times 2 H >$$

**Staffe:**  $\varnothing 10/15.0' \times 215.0$

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
-----	-----	-----------	--------------------------	--------------------------	------

35		25856.0	12000.0	3600.0	.43
82		56041.5	0.0	0.0	.19

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
----------	-----	-------------------------	--------------------------	-------------------------	--------------------------	------------

.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>
-----	-----	-------	--------	-------	--------	-----------------------

- **Pilastro: 243/883 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >  
 Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
-----	-----	-----------	--------------------------	--------------------------	------

43		25856.0	12000.0	3600.0	.43
83		56041.5	0.0	.0	.19

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
----------	-----	-------------------------	--------------------------	-------------------------	--------------------------	------------

.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>
-----	-----	-------	--------	-------	--------	-----------------------

- **Pilastro: 251/884 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >  
 Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
-----	-----	-----------	--------------------------	--------------------------	------

51		25856.0	12000.0	3600.0	.43
84		56041.5	.0	.0	.19

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
----------	-----	-------------------------	--------------------------	-------------------------	--------------------------	------------

.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>
-----	-----	-------	--------	-------	--------	-----------------------

- **Pilastro: 259/885 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >  
 Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
-----	-----	-----------	--------------------------	--------------------------	------

59		25856.0	12000.0	3600.0	.43
85		56041.5	0.0	0.0	.19

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
----------	-----	-------------------------	--------------------------	-------------------------	--------------------------	------------

.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>
-----	-----	-------	--------	-------	--------	-----------------------

- **Pilastro: 267/886 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >  
 Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
-----	-----	-----------	--------------------------	--------------------------	------

67		28078.7	12000.0	3600.0	.42
86		57220.5	.0	0.0	.20

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
----------	-----	-------------------------	--------------------------	-------------------------	--------------------------	------------

.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>
-----	-----	-------	--------	-------	--------	-----------------------

- **Pilastro: 667/887 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >

Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
-----	-----	-----------	--------------------------	--------------------------	------

67		34451.3	3600.0	12000.0	.40
87		63255.0	0.0	0.0	.22

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
----------	-----	-------------------------	--------------------------	-------------------------	--------------------------	------------

.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>
-----	-----	-------	--------	-------	--------	-----------------------

- **Pilastro: 675/888 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >

Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
75		43860.3	3600.0	12000.0	.38
88		66255.0	0.0	.0	.23

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>

- **Pilastro: 683/889 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >

Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
83		41860.3	3600.0	12000.0	.38
89		63255.0	0.0	0.0	.22

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>

- **Pilastro: 691/890 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >

Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
91		41860.3	3600.0	12000.0	.38
90		63255.0	.0	.0	.22

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>

- **Pilastro: 699/891 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >  
 Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0

- **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	N [kg]	N <sup>12</sup> [kgm]	N <sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
99		41860.3	3600.0	12000.0	.38
91		63255.0	0.0	0.0	.22

- **Verifiche a Taglio**

a [m]	[m]	d <sup>12</sup> [kg]	Rd <sup>12</sup> [kg]	d <sup>13</sup> [kg]	Rd <sup>13</sup> [kg]	S taffe
.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>∅</sup>

- **Pilastro: 707/892 / L 2.15[m] / Sezione 1 B 50 [cm]H 50 [cm]**

Af: 8 ∅ 20 Af=25.13 [cm<sup>2</sup>] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >  
 Staffe: ∅ 10/15.0' x 215.0



• **Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.**

odo	omb	[kg]	<sup>12</sup> [kgm]	<sup>13</sup> [kgm]	d/Sr
07		49269.3	3600.0	12000.0	.38
92		63255.0	0.0	.0	.22

• **Verifiche a Taglio**

a	[m]	d <sup>12</sup>	Rd <sup>12</sup>	d <sup>13</sup>	Rd <sup>13</sup>	S taffe
.13	.28	000.0	6816.9	000.0	6816.9	10/15.0' <sup>Ø</sup>

**7 ALLEGATO – AZIONI SOVRASTRUTTURA**

I carichi applicati al sistema pilastri platea derivano dalle seguenti ipotesi.

**Condizioni di carico**

1 pesi propri pilastri e platea

2 peso vasche

$$N=24000/12=2000\text{kg/pilastro}$$

3 peso inerti

$$N=416000/12=34667\text{kg/pilastro}$$

4 neve

$$N=120 \times 4.34 \times 16.00 / 12 = 694\text{kg/pilastro}$$

5 vento x

$$H=(80+40) \times 4.34 \times 11.50 = 5889\text{kg} \sim 6000\text{kg a } 5.75\text{m dalla sommità pilastri}$$

$$H=6000/12=500\text{kg/pilastro}$$

$$N=\pm 6000 \times 575 / 1316 / 2 = \pm 1310\text{kg/pilastro di estremità}$$

6 vento y

$$H=(80+40) \times 16.00 \times 11.50 = 22080\text{kg a } 5.75\text{m dalla sommità pilastri}$$

$$H=22080/12=1840\text{kg/pilastro}$$

$$N=\pm 22080 \times 575 / 264 / 6 = \pm 8015\text{kg/pilastro di estremità}$$

7 sisma x

$H=60000\text{kg}$  a 3.25m dalla sommità pilastri, ricavato con analisi statica equivalente

$H=60000/12=5000\text{kg/pilastro}$

$N=\pm 60000 \times 325 / 1316 / 2 = \pm 7409\text{kg/pilastro di estremità}$

8 sisma y

$H=60000\text{kg}$  a 3.25m dalla sommità pilastri, ricavato con analisi statica equivalente

$H=60000/12=5000\text{kg/pilastro}$

$N=\pm 60000 \times 325 / 264 / 6 = \pm 12311\text{kg/pilastro di estremità}$

### **Combinazioni di carico**

#### **Combinazioni statiche SLU**

Combinazione 1

$1.5 \times \text{cond.1} + 1.5 \times \text{cond.2} + 1.5 \times \text{cond.3} + 1.5 \times \text{cond.4} + 1.5 \times 0.6 \times \text{cond.5}$

Combinazione 2

$1.5 \times \text{cond.1} + 1.5 \times \text{cond.2} + 1.5 \times \text{cond.3} + 1.5 \times \text{cond.4} + 1.5 \times 0.6 \times \text{cond.6}$

Combinazione 3

$1.5 \times \text{cond.1} + 1.5 \times \text{cond.2} + 0 \times \text{cond.3} + 1.5 \times 0.5 \times \text{cond.4} + 1.5 \times \text{cond.5}$

Combinazione 4

$1.5 \times \text{cond.1} + 1.5 \times \text{cond.2} + 0 \times \text{cond.3} + 1.5 \times 0.5 \times \text{cond.4} + 1.5 \times \text{cond.6}$

#### **Combinazioni sismiche SLV**

Combinazione 5

$\text{cond.1} + \text{cond.2} + \text{cond.3} + \text{cond.7} + 0.3 \times \text{cond.8}$

Combinazione 6

$\text{cond.1} + \text{cond.2} + \text{cond.3} + 0.3 \times \text{cond.7} + \text{cond.8}$