

INDICE

1	GENERALITA' E DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI.....	2
2	NORMATIVE.....	4
3	MATERIALI.....	6
3.1	Valori limite delle tensioni.....	8
3.2	Coefficienti di combinazione dei carichi	10
4	ANALISI DEI CARICHI.....	11
5	TRAVI	14
5.1	Trave di copertura (Pil. 9-12-12-14-15-16-17).....	14
5.2	Trave di copertura (Pil.34-43-44-45-46-23)	19
5.3	Trave di copertura del deposito materiale a quota -1.40 m.....	24
5.4	Trave principale in legno lamellare di copertura della zona del palco e della platea	27
6	CRITERI SISMICI	30
6.1	Calcolo della forza sismica	32
7	PILASTRI	48
7.1	Pilastro 45	50
7.2	Pilastro 10	52
7.3	Pilastro 29	54
7.4	Setto 33	56
8	FONDAZIONI	58
8.1	Travi di fondazione 34-43-44-45-46-23	58
8.1.1	Verifiche agli S.L.U. e S.L.E per sollecitazioni che provocano tensioni normali (flessione semplice).	59
8.1.2	Verifiche allo S.L.U. per sollecitazioni taglianti.	61
8.2	Travi di fondazione 9-12-13-14-15-16-17	62
8.2.1	Verifiche agli S.L.U. e S.L.E per sollecitazioni che provocano tensioni normali (flessione semplice).	63
8.2.2	Verifiche allo S.L.U. per sollecitazioni taglianti.	65
8.3	Fondazione continua in corrispondenza della zona caldaia	66

1 GENERALITA' E DESCRIZIONE DELLE OPERE STRUTTURALI

La presente relazione concerne il progetto di un edificio ad uso pubblico polivalente in Largo XXV Aprile nel comune di Calvenzano (BG).

La superficie coperta delle strutture è di circa 800 m² e sarà suddivisa in modo da potere prevedere le seguenti destinazioni d'uso:

a) un salone multiuso da destinare principalmente ad auditorio e sala convegno.

Il salone sarà costituito da una platea, da un palco e da un atrio.

L'altezza di interpiano nella zona della platea è 5.30 m mentre in corrispondenza dell'atrio è 3.40 m. Il solaio del palco, con pendenza di circa 4%, è rialzato di circa 1.15 m rispetto al piano finito della platea a quota +0.15m.

Nella zona sottostante il palco a quota -1.40 m è previsto un locale per il deposito del materiale di arredo del salone.

b) zona da destinata ad ospitare servizi di ambulatori medici.

apposito locale destinata alla centrale termica di altezza 4.00 m circa.

I locali ad uso pubblico saranno ubicati tutti al piano terra a quota +0.15 m.

Le fondazioni saranno costituite da travi rovesce con sezione a "T" rovescia di altezza totale di 100 cm, e saranno impostate a quota intradosso -1.00 m rispetto al piano campagna.

La struttura in elevazione sarà costituita da elementi in c.a.

Il solaio di copertura della zona del palco e della platea sarà costituito da una struttura in legno in pendenza del 6% costituita da travi principali in legno lamellare di sezione rettangolare ad altezza variabile appoggiate ai pilastri in c.a. La struttura secondaria sarà costituita da pannelli prefabbricati con travetti e assito in legno, caldana in calcestruzzo.

Il solaio di copertura del locale della centrale termica è realizzato in soletta piena in c.a. di spessore 24 cm.

Il solaio di copertura della zona dell'atrio e dei locali complementari al salone è costituito in latero-cemento di altezza totale pari a 24 cm (20+4 cm).

Il solaio di copertura della zona degli ambulatori medici è costituito in laterocemento di altezza totale pari a 32 cm (28+4 cm).

Il solaio intermedio a quota -1.40 m sottostante alla zona deposito materiale è costituito in lastre di predalles di altezza totale pari a 24 cm (4+16+4 cm).

Il calcolo degli elementi, è stato condotto con il metodo degli “Stati Limite” conformemente alla nuova Ordinanza P.C.M. 3274 (e s.m.i.)

Le verifiche sono state condotte utilizzando i limiti tensionali indicati nel paragrafo 3.1.

Il calcolo del graticcio di fondazioni rovesce è stato effettuato componendo il graticcio stesso nelle varie travi che lo costituiscono trattando separatamente le une dalle altre.

Si è assunto una tensione ammissibile del terreno pari a 1.00 daN/cm^2 ed una costante elastica di Winkler di 1.00 daN/cm^3 .

Le strutture in oggetto sono progettate in zona sismica di categoria 4 in conformità all'Ordinanza Ministeriale nr.3274 del 20.03.2003 e successiva modifica ed integrazione nr.3316 del 02.10.2003. La struttura è verificata nei confronti dell'evento sismico di progetto con un'analisi statica equivalente, con una bassa classe di duttilità (livello CD “B”)

2 NORMATIVE

I calcoli sono stati eseguiti in base alle seguenti normative, avendo adottato il metodo degli stati limite:

- ◆ Legge 05/11/1971 n° 1086

"Norme per le discipline delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica"

- ◆ D.M. 09/01/1996

"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- ◆ Circolare Ministero LL.PP del 15/10/1996 n° 252

"Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 09/01/1996".

- ◆ D.M. 16/01/1996

"Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

- ◆ Circolare Ministero LL.PP del 04/07/1996 n° 156 AA.GG/STC

"Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al D.M. 16 Gennaio 1996".

- ◆ D.M. 11/03/1988

"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la

progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

◆ *Ordinanza P.C.M. 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.”

◆ *Delibera della Regione Lombardia 07/11/2003 n°14964*

“Disposizioni preliminari per l'attuazione dell'Ordinanza P.C.M. n°3274 del 20 marzo 2003 “ Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.”

◆ *Decreto della Regione Lombardia 21/11/2003 n°19904*

“Approvazione elenco tipologie degli edifici e opere infrastrutturali e programma temporale delle verifiche di cui all'articolo 2, commi 3 e 4 dell'Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003, in attuazione della D.G.R. n° 14964 del 07 novembre 2003.”

◆ *Norme Tecniche CNR 10024/86*

“Analisi delle strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.

◆ *Norme Tecniche UNI 9502/2001*

“Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso”.

3 MATERIALI

Saranno utilizzati materiali con le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo magro di sottofondazione:

Tipo di cemento	Portland (UNI EN 197-1)
Classe di resistenza a compressione minima	C12/15

Calcestruzzo per struttura in c.a. in fondazioni e muri controterra:

Conformi alla norma UNI EN 206-1 (UNI 11104)

Classe minima di consistenza	S3
Tipo di cemento	Portland (UNI EN 197-1)
Diametro nominale massima degli aggregati	16 mm
Classe di resistenza a compressione minima	C20/25
Copriferro minimo (strutture di fondazione)	40 mm

Calcestruzzo per struttura in c.a. in elevazione:

Conformi alla norma UNI EN 206-1 (UNI 11104)

Classe minima di consistenza	S3
Tipo di cemento	Portland (UNI EN 197-1)
Diametro nominale massima degli aggregati	16 mm
Classe di resistenza a compressione minima	C25/30
Copriferro minimo (strutture in elevazione)	30 mm

Acciaio ordinario per c.a. :

Fe B 44 k

Legno lamellare di abete

Classe BS14 secondo DIN 1052

Tensioni ammissibili:

$\sigma_{f, amm} = 14 \text{ MPa}$	(flessione)
$\tau_{\parallel, amm} = 1.2 \text{ MPa}$	(taglio trasversale)
$\sigma_{P\perp, amm} = 2.50 \text{ MPa}$	(pressione trasversale)

Modulo di elasticità normale = 12000 MPa
Modulo di elasticità tangenziale = 550 MPa
Peso proprio = 5.00 kN/m³

3.1 Valori limite delle tensioni

Calcestruzzo per c.a. $R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	=	25.00	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica	f_{ck}	= $0.83 \times R_{ck}$	= 20.75	N/mm^2
Modulo elastico	E_c	= $5700 \times R_{ck}^{1/2}$	= 28500	N/mm^2
Fattore di sicurezza cls (S.L.U.)	γ_c	= 1.60		
Resistenza a compressione di calcolo (S.L.U.)	f_{cd}	= f_{ck} / γ_c	= 12.97	N/mm^2
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	= $0.27 \times R_{ck}^{2/3}$	= 2.31	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	f_{ctk}	= $0.7 \times f_{ctm}$	= 1.62	N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_c	= 1.01	N/mm^2
<i>Ambiente moderatamente aggressivo</i>				
Tensione limite di esercizio – comb. RARA	σ_{cd}	= $f_{ck} \times 0.60$	= 12.45	N/mm^2
Tensione limite di esercizio – comb. QUASI PERMANENTE	σ_{cd}	= $f_{ck} \times 0.45$	= 9.34	N/mm^2

Calcestruzzo per c.a. $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	=	30.00	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica	f_{ck}	= $0.83 \times R_{ck}$	= 24.90	N/mm^2
Modulo elastico	E_c	= $5700 \times R_{ck}^{1/2}$	= 31220	N/mm^2
Fattore di sicurezza cls (S.L.U.)	γ_c	= 1.60		
Resistenza a compressione di calcolo (S.L.U.)	f_{cd}	= f_{ck} / γ_c	= 15.56	N/mm^2
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	= $0.27 \times R_{ck}^{2/3}$	= 2.61	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	f_{ctk}	= $0.7 \times f_{ctm}$	= 1.82	N/mm^2
Resistenza a trazione di calcolo	f_{ctd}	= f_{ctk} / γ_c	= 1.14	N/mm^2
<i>Ambiente moderatamente aggressivo</i>				
Tensione limite di esercizio – comb. RARA	σ_{cd}	= $f_{ck} \times 0.60$	= 14.94	N/mm^2
Tensione limite di esercizio – comb. QUASI PERMANENTE	σ_{cd}	= $f_{ck} \times 0.45$	= 11.21	N/mm^2

Acciaio ordinario Fe B 44 k per c.a.Barre ad aderenza migliorata con diametro: $5 \leq \varnothing \leq 26$ mm

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	430.00	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540.00	N/mm ²
Tensione limite di esercizio– comb. RARA	$\sigma_{sd} = f_{yk} \times 0.70$	= 301.00	N/mm ²

3.2 Coefficienti di combinazione dei carichi

Nelle verifiche riportate nella presente relazione sono impiegati i seguenti coefficienti di combinazione dei carichi:

Stato Limite Ultimo

$\gamma_g = 1,4$ per le azioni permanenti
($\gamma_g = 1,0$ se il contributo è a favore di sicurezza);
 $\gamma_q = 1,5$ per le azioni variabili
($\gamma_q = 0$ se il loro contributo è a favore di sicurezza).

Stato Limite di Esercizio

Combinazione RARA $\rightarrow \gamma_g = \gamma_q = 1,0$;

Combinazione QUASI PERMANENTE $\rightarrow \psi_2 = 0$ per solai di copertura.

Combinazione QUASI PERMANENTE $\rightarrow \psi_2 = 0.3$ per solai di uffici e negozi.

4 ANALISI DEI CARICHI

Le strutture sono soggette ai seguenti sovraccarichi:

- **SOLAIO DI COPERTURA DELLA ZONA DELL'ATRIO E DEI LOCALI COMPLEMENTARI AL SALONE**

Il solaio in oggetto è costituito in latero-cemento di altezza totale pari a 24 cm (20+4 cm).

Si hanno i seguenti carichi caratteristici:

Carichi accidentali

Neve	1.30 kN/m²
------	------------------------------

Carichi permanenti

1.20 kN/m²

Pesi propri

Latero-cemento H=24cm (20+4)	3.00 kN/m²
------------------------------	------------------------------

- **SOLAIO DI COPERTURA DELLA ZONA DEGLI AMBULATORI MEDICI**

Il solaio in oggetto è costituito in latero-cemento di altezza totale pari a 32 cm (28+4 cm).

Si hanno i seguenti carichi caratteristici:

Carichi accidentali

Neve	1.30 kN/m²
------	------------------------------

Carichi permanenti

1.20 kN/m²

Pesi propri

Latero-cemento H=32cm (28+4)	4.00 kN/m²
------------------------------	------------------------------

- **SOLAIO DI COPERTURA DEL LOCALE DELLA CENTRALE TERMICA**

Il solaio in oggetto è realizzato in soletta piena in c.a. di spessore 15 cm.

Si hanno i seguenti carichi caratteristici:

Carichi accidentali

Neve **1.30 kN/m²**

Carichi permanenti

6.20 kN/m²

Pesi propri

Soletta piena in c.a. H=24 cm **6.00 kN/m²**

- **SOLAIO DI COPERTURA DEL DEPOSITO MATERIALE A QUOTA -1.40 m**

Il solaio in oggetto è costituito in lastre di predalles di altezza totale pari a 24 cm (4+16+4 cm).

Si hanno i seguenti carichi caratteristici:

Carichi accidentali

Ambiente suscettibile di grande affollamento **4.00 kN/m²**

Carichi permanenti

2.50 kN/m²

Pesi propri

Lastre di predalles H=24cm (4+16+4) **3.45 kN/m²**

- **SOLAIO DI COPERTURA DELLA ZONA DEL PALCO E DELLA PLATEA**

Il solaio di copertura della zona del palco e della platea sarà costituita da una struttura in legno in pendenza del 6% costituita da travi principali in legno lamellare di sezione rettangolare ad altezza variabile appoggiate ai pilastri in c.a. La struttura secondaria sarà costituita da pannelli prefabbricati con travetti e assito in legno, caldana in calcestruzzo.

Si hanno i seguenti carichi caratteristici:

Carichi accidentali

Neve	1.30 kN/m²
------	------------------------------

Carichi permanenti

1.80 kN/m²

Pesi propri

Trave principale

H=54÷134 cm; B=26 cm; L=1340 cm

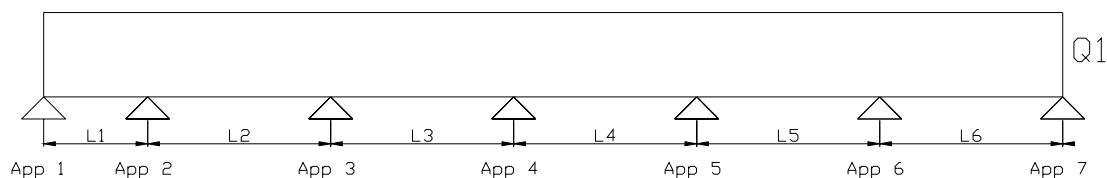
15.07 kN

5 TRAVI

A titolo esemplificativo si riporta il calcolo delle travi più impegnate.

5.1 Trave di copertura (Pil. 9-12-12-14-15-16-17)

Lo schema di calcolo è illustrato in figura.



dove:

App1 $\equiv$ Pil. 9
 App2 $\equiv$ Pil. 12
 App3 $\equiv$ Pil. 13
 App4 $\equiv$ Pil. 14
 App5 $\equiv$ Pil. 15
 App6 $\equiv$ Pil. 16
 App7 $\equiv$ Pil. 17

$L_1 = 400 \text{ cm};$

$L_2 = 400 \text{ cm};$

$L_3 = 400 \text{ cm};$

$L_4 = 370 \text{ cm};$

$L_5 = 370 \text{ cm};$

$L_6 = 245 \text{ cm}.$

Sezione: $B \times H = 70 \times 24 \text{ cm}$

Analisi dei carichi

Carico Q_1

$$\Delta \text{ P.P. trave} = 0.70 \cdot (25.00 \cdot 0.24 - 3.00) = 2.10 \text{ kN/m}$$

$$\text{Perm}_{\text{ solaio (20+4)}} = 20.34 \text{ kN/m}$$

$$\text{Acc}_{\text{ solaio}} = 5.51 \text{ kN/m}$$

$$\text{Totale} = \mathbf{27.95 \text{ kN/m}}$$

VERIFICA A FLESSIONE

Sezione all'appoggio Pil. 12 :

Sezione rettangolare H 24 cm B 70 cm

area superiore $4 \phi 12 + 4 \phi 16 = 12.57 \text{ cm}^2$; cop. = 4.50 cm

area inferiore $5 \phi 12 = 5.65 \text{ cm}^2$; cop. = 4.50 cm

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento minimo = -48.27 kN m

sigma f. sup. = 229.49 MPa

sigma c. inf. = 9.65 MPa

STATO LIMITE ULTIMO

MSd min. = -70.60 kN m; MRd min. = -79.78 kN m

$x/du = 0.28$; $\epsilon_{cu} = 0.0035$; $\epsilon_{su} = 0.009$

Sezione in campata Pil. 14-15 :

Sezione rettangolare H 24 cm B 70 cm
area superiore $4 \phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$; cop. = 4.50 cm
area inferiore $5 \phi 16 = 10.05 \text{ cm}^2$; cop. = 4.50 cm

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento massimo = 36.67 kN m
sigma f. inf. = 216.06 MPa
sigma c. sup. = 8.08 MPa

STATO LIMITE ULTIMO

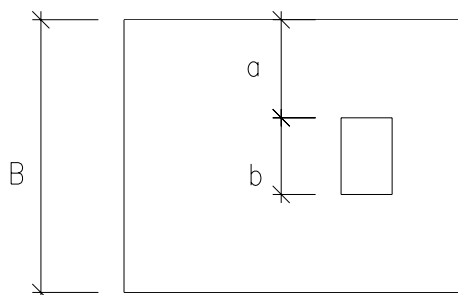
MSd max. = 55.21 kN m; MRd max. = 65.19 kN m
 $x/du = 0.25$; $\epsilon_{cu} = 0.0033$; $\epsilon_{su} = 0.01$

VERIFICA A TAGLIO

Sezione a sinistra del Pil. 12 :

Sezione rettangolare H 24 B 70
Staffe = $\phi 8 / 15$ a 4 br.
Area staffe 13.4 cmq/m
Vrd2 = 636.34 kN
Vsd max = 91.72 kN
Vrd3 positivo = 175.66 kN (Vcd pos. = 93.27 kN)

DIMENSIONAMENTO DELLE MOIETTE



Si considera inoltre come schema statico una mensola di luce a soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \frac{R_{\text{Pil, slu}}}{B}$$

Si ottiene il seguente momento flettente massimo allo s.l.u.:

$$M_d = \frac{q \cdot a^2}{2}$$

Si disporrà un'armatura pari a:

$$A_{s, \text{ inf}} = \frac{M_d}{0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}$$

Per la trave in oggetto si ha:

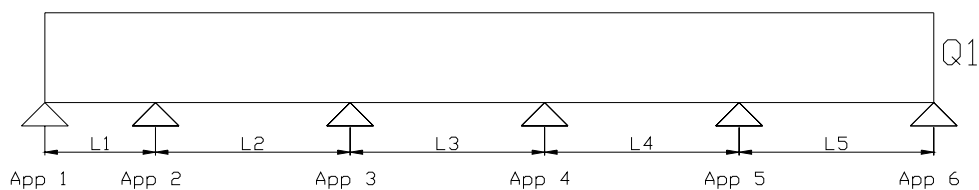
Trave 5	B	a	d	Gk	Qk	Rsd	qsd	Msd	As, min	n. bracci	n. staffe	ϕ staffe min
Pilastri	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN m]	[mm]			[mm]
12	0,70	0,40	0,195	101,55	26,76	182,31	260,44	20,84	303,40	2	2	10
13	0,70	0,40	0,195	87,46	25,44	160,60	229,43	18,35	267,27	2	3	8
14	0,70	0,40	0,195	86,97	24,95	159,18	227,40	18,19	264,91	2	3	8
15	0,70	0,40	0,195	83,43	23,58	152,1	217,3	17,39	253,24	2	3	8

18 di 67

						7	9					
16	0,70	0,40	0,195	76,97	20,99	139,2 4	198,9 2	15,91	231,73	2	3	8

5.2 Trave di copertura (Pil.34-43-44-45-46-23)

Lo schema di calcolo è illustrato in figura.



dove:

App1 $\equiv$ Pil. 34

App2 $\equiv$ Pil. 43

App3 $\equiv$ Pil. 44

App4 $\equiv$ Pil. 45

App5 $\equiv$ Pil. 46

App6 $\equiv$ Pil. 23

$L_1 = 230$ cm;

$L_2 = 315$ cm;

$L_3 = 320$ cm;

$L_4 = 320$ cm;

$L_5 = 365$ cm

Sezione: B x H = 80 x 32 cm

Analisi dei carichi

Carico Q_1

$$\Delta \text{ P.P. trave} = 0.80 \cdot (25.00 \cdot 0.32 - 4.00) = 3.20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Perm}_{\text{ solaio (28+4)}} = 31.69 \text{ kN/m}$$

$$\text{Acc}_{\text{ solaio}} = 7.91 \text{ kN/m}$$

$$\text{Totale} = \mathbf{35.80 \text{ kN/m}}$$

VERIFICA A FLESSIONE

Sezione all'appoggio Pil. 46 :

Sezione rettangolare H 32 B 80

area superiore $4 \phi 12 + 2 \phi 20 = 10.81 \text{ cm}^2$; cop. = 4.50 cm

area inferiore $4 \phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$; cop. = 4.50 cm

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento minimo = -57.32 kN m

sigma f. sup. = 217.85 MPa

sigma c. inf. = 5.94 MPa

STATO LIMITE ULTIMO

MSd min. = -83.20 kN m ; MRd min. = -102.78 kN m

$x/du = 0.17$; $ecu = 0.002$; $esu = 0.01$

Sezione in campata Pil. 46-23 :

Sezione rettangolare $H = 32 \text{ cm}$ $B = 80 \text{ cm}$
area superiore $4 \phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$; cop. = 4.50 cm
area inferiore $4 \phi 16 = 8.04 \text{ cm}^2$; cop. = 4.50 cm

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento massimo = 47.32 kN m
 $\sigma_f \text{ inf.} = 237.62 \text{ MPa}$
 $\sigma_c \text{ sup.} = 5.89 \text{ MPa}$

STATO LIMITE ULTIMO

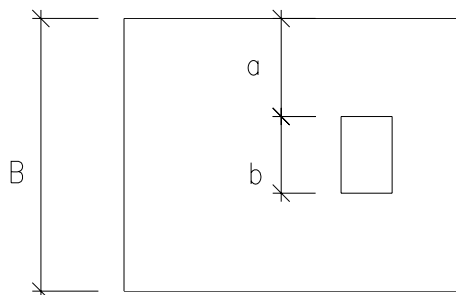
$M_{Sd} \text{ max.} = 70.28 \text{ kN m}$; $M_{Rd} \text{ max.} = 78.26 \text{ kN m}$
 $x/du = 0.14$; $\epsilon_{cu} = 0.0017$; $\epsilon_{su} = 0.01$

VERIFICA A TAGLIO

Sezione a destra del Pil. 46 :

Sezione rettangolare $H = 32 \text{ cm}$; $B = 80 \text{ cm}$
Staffe = $\phi 8 / 15$ a 4 br.
Area staffe 13.4 cmq/m
 $V_{rd2} = 1024.07 \text{ kN}$
 $V_{sd} \text{ positivo} = 118.82 \text{ kN}$
 $V_{rd3} \text{ positivo} = 247.35 \text{ kN}$ ($V_{cd} \text{ pos.} = 150.10 \text{ kN}$)

DIMENSIONAMENTO DELLE MOIETTE



Si considera inoltre come schema statico una mensola di luce a soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \frac{R_{\text{Pil, slu}}}{B}$$

Si ottiene il seguente momento flettente massimo allo s.l.u.:

$$M_d = \frac{q \cdot a^2}{2}$$

Si disporrà un'armatura pari a:

$$A_{s, \text{inf}} = \frac{M_d}{0.9 \cdot d \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}}$$

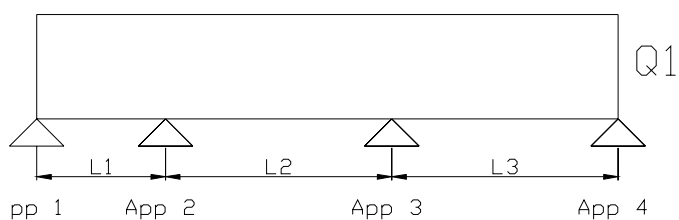
Per la trave in oggetto si ha:

Trave 8	B	a	d	Gk	Qk	Rsd	qsd	Msd	As, min	n. bracci	n. staffe	φ staffe min	Moiette
Pilastr	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN/m]	[kN m]	[mm]			[mm]	
34	0,80	0,25	0,275	28,93	8,68	53,52	66,90	2,09	21,59	2	1	4	1 φ 8
43	0,80	0,25	0,275	104,5 3	26,32	185,8 2	232,2 8	7,26	74,95	2	1	7	1 φ 8
44	0,80	0,25	0,275	114,3 2	29,39	204,1 3	255,1 7	7,97	82,33	2	1	8	1 φ 8
45	0,80	0,25	0,275	103,4 3	29,21	188,6 2	235,7 7	7,37	76,08	2	1	7	1 φ 8
46	0,80	0,25	0,275	138,4 8	33,37	243,9 3	304,9 1	9,53	98,39	2	1	8	1 φ 8

23	0,80	0,25	0,275	51,10	12,67	90,55	113,1 8	3,54	36,52	2	1	5	1 ϕ 8
----	------	------	-------	-------	-------	-------	------------	------	-------	---	---	---	------------

5.3 Trave di copertura del deposito materiale a quota -1.40 m

Lo schema di calcolo è illustrato in figura.



dove:

App1 $\equiv$ Setto B

App2 $\equiv$ Setto C

App3 $\equiv$ Setto D

App4 $\equiv$ Setto E

$L_1 = 375\text{ cm};$

$L_2 = 360\text{ cm};$

$L_3 = 375\text{ cm};$

Sezione: $B \times H = 33 \times 40\text{ cm}$

Analisi dei carichi

Carico Q_1

$$\Delta \text{ P.P. trave} = 0.33 \cdot (25.00 \cdot 0.24 - 3.45) + 0.16 \cdot 25.00 \cdot 0.33 = 2.16\text{ kN/m}$$

$$\text{Perm}_{\text{ solaio (4+16+4)}} = 40.44\text{ kN/m}$$

$$\text{Acc}_{\text{ solaio (4+16+4)}} = 27.18\text{ kN/m}$$

$$\text{Totale} = \mathbf{69.78\text{ kN/m}}$$

VERIFICA A FLESSIONE

Sezione all'appoggio Setto C :

Sezione rettangolare $H = 40 \text{ cm}$ $B = 33 \text{ cm}$
area superiore $3 \phi 16 + 3 \phi 18 = 13.67 \text{ cm}^2$; cop. = 4.6 cm
area inferiore $3 \phi 16 = 6.03 \text{ cm}^2$; cop. 4.6 cm

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento minimo = -101.10 kN m
 $\sigma_f \text{ sup.} = 241.83 \text{ MPa}$
 $\sigma_c \text{ inf.} = 11.06 \text{ MPa}$

CONDIZIONE QUASI PERMANENTE

momento minimo = -70.82 kN m
 $\sigma_f \text{ sup.} = 169.40 \text{ MPa}$
 $\sigma_c \text{ inf.} = 7.75 \text{ MPa}$

STATO LIMITE ULTIMO

$M_{Sd} \text{ min.} = -149.84 \text{ kN m}$; $M_{Rd} \text{ min.} = -160.28 \text{ kN m}$
 $x/du = 0.25$; $\epsilon_{cu} = 0.003$; $\epsilon_{su} = 0.01$

Sezione in campata Setti B-C :

Sezione rettangolare $H = 40 \text{ cm}$; $B = 33 \text{ cm}$
area superiore $3 \phi 16 = 6.03 \text{ cm}^2$; cop. = 4.60 cm
area inferiore $5 \phi 18 = 12.72 \text{ cm}^2$; cop. = 4.70 cm

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento massimo = 86.93 kN m
 $\sigma_{f. \text{ inf.}} = 222.88 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c. \text{ sup.}} = 9.74 \text{ MPa}$

CONDIZIONE QUASI PERMANENTE

momento massimo = 71.55 kN m
 $\sigma_{f. \text{ inf.}} = 183.46 \text{ MPa}$
 $\sigma_{c. \text{ sup.}} = 8.01 \text{ MPa}$

STATO LIMITE ULTIMO

MSd max. 130.25 kN m; MRd max. 149.58 kN m
 $x/du = 0.24$; $\epsilon_{cu} = 0.0032$; $\epsilon_{su} = 0.01$

VERIFICA A TAGLIO

Sezione a sinistra del Setto C :

Sezione rettangolare $H = 40 \text{ cm}$; $B = 33 \text{ cm}$
Staffe = $\phi 8 / 8$ a 2 br.
Area staffe = 12.57 cmq/m
 $V_{rd2} = 544.97 \text{ kN}$
 $V_{sd \text{ negativo}} = -215.68 \text{ kN}$
 $V_{rd3 \text{ negativo}} = -229.45 \text{ kN}$ ($V_{cd \text{ neg.}} = 79.88 \text{ kN}$)

5.4 Trave principale in legno lamellare di copertura della zona del palco e della platea

La trave in oggetto ha sezione rettangolare ad altezza variabile appoggiate ai pilastri in c.a. La struttura secondaria sarà costituita invece da travetti, assito e caldana in calcestruzzo.

Lo schema di calcolo è quello di trave semplicemente appoggiata soggetta ad un carico uniformemente distribuito Q_1 .

Le dimensioni geometriche risultano diverse da quelle riportate negli elaborati grafici a favore della sicurezza in quanto le forometrie potrebbero variare in corso d'opera.

Analisi dei carichi

Carico Q_1

$$\begin{aligned} \text{P.P. medio-trave} &= [(1.20 + 0.53) \cdot 13.40 / 2 \cdot 0.26 \cdot 5.00] / 13.40 = \\ &= 15.07 / 13.40 = 1.12 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Perm travetti, assito, caldana cls, controsoffitto} = 1.80 \cdot 4.95 = 8.91 \text{ kN/m}$$

$$\text{Acc solaio} = 1.30 \cdot 4.95 = 6.44 \text{ kN/m}$$

$$\text{Totale} = \mathbf{16.47 \text{ kN/m}}$$

VERIFICA A FLESSIONE

Sezione in campata (x = 9.40 m dall'appoggio sinistro):

Sezione rettangolare $H = 73 \text{ cm}$; $B = 26 \text{ cm}$

Modulo di resistenza $W = 23092 \text{ cm}^3$

$$\begin{aligned} \sigma_{L, \max} &= M_{\max} / W = 309.64 \cdot 10^6 / (23092 \cdot 10^3) = \\ &= 13.41 \text{ MPa} < \sigma_{f, \text{amm}} = 14.0 \text{ MPa} \end{aligned}$$

VERIFICA A TAGLIO

Sezione appoggio destro :

Sezione rettangolare $H = 53 \text{ cm}$; $B = 26 \text{ cm}$

$$\tau_{L, \max} = 1.5 \cdot V_{\max} / (B \cdot H) = 1.5 \cdot 110.35 \cdot 10^3 / (260 \cdot 530) = \\ = 1.20 \text{ MPa} \sim \tau_{\parallel \text{ amm}} = 1.20 \text{ MPa}$$

VERIFICA DEFORMAZIONI

La freccia dovuta al momento flettente si può calcolare mediante la formula seguente :

$$f_f = 5 \cdot Q \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I_1) \cdot K_m = \\ = 5 \cdot 16.47 \cdot 1340^4 / (384 \cdot 120000 \cdot 322567) \cdot 0.1640 = \\ = 2.92 \text{ cm}$$

$$\text{dove } K_m = (H_1/H_2)^3 \cdot 1 / (0.15 + 0.85 \cdot (H_1/H_2)) = \\ = (53/120)^3 \cdot 1 / (0.15 + 0.85 \cdot (53/120)) = 0.1640$$

La freccia dovuta al taglio può essere calcolata con la seguente formula :

$$f_t = 1.2 \cdot Q \cdot L^2 / (8 \cdot G \cdot A_1) \cdot K_t = \\ = 1.2 \cdot 16.47 \cdot 1340^2 / (8 \cdot 5500 \cdot 1378) \cdot 1.2659 = 0.74 \text{ cm}$$

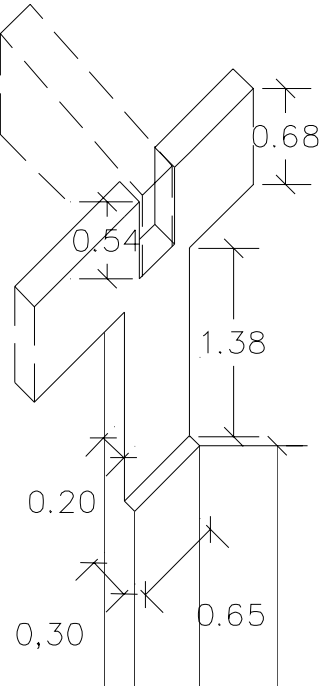
$$\text{dove } K_t = 2 / (1 + (H_1/H_2)^{2/3}) = 2 / (1 + (53/120)^{2/3}) = 1.2659$$

La freccia totale sarà data da $f = f_f + f_t = 2.92 + 0.74 = 3.66 \text{ cm} = L / 366 < L / 200$

VERIFICA A COMPRESSIONE TRASVERSALE

$$\sigma_{\perp} = V_{\max} / (B \cdot l_{\text{app}}) = 110.35 \cdot 10^3 / (260 \cdot 200) =$$

$$= 2.12 \text{ MPa} < \sigma_{p\perp, \text{amm}} = 2.50 \text{ MPa}$$



6 CRITERI SISMICI

Si esegue un calcolo statico equivalente.

Gli elementi sismoresistenti sono costituiti dai pilastri o setti (mensole).

Le azioni sismiche sono distribuite tra i vari pilastri attraverso i rispettivi solai di copertura (diaframma orizzontale).

Le verifiche di sicurezza sono state effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.

Per la determinazione della massa sismica si ha:

-coefficiente moltiplicativo dei carichi variabili su copertura:

$$\psi_{2i} = 0,2$$

La forza sismica da assegnare agli elementi sismoresistenti si valuta in funzione del peso sismico totale secondo la relazione:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda \cdot \gamma_I$$

dove:

$S_d(T_1) = 0,05$ per edificio in zona 4

$\lambda = 1,00$ (edificio con meno di tre piani)

$\gamma_I = 1,00$ (fattore di importanza per edifici ordinari)

Per la ripartizione dell'azione globale sismica tra i singoli pilastri o setti si opera come di seguito descritto:

- ❖ vengono valutate le rigidezze dei singoli elementi nelle due direzioni x e y e se ne calcola il baricentro (ovvero il centro di taglio della struttura di controvento);
- ❖ vengono valutate, per ciascuna direzione, le eccentricità fra centro di taglio e centro di massa;
- ❖ si considera una eccentricità variabile aggiuntiva (in senso assoluto) spostando il centro di massa, in ogni direzione, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano perpendicolare all'azione sismica.

- ❖ per ogni direzione di applicazione del carico sismico (sisma x e sisma y) si valuta per ogni singolo pilastro o setto la massima azione di taglio eseguendo una ripartizione proporzionale alle rispettive inerzie;

Si ricavano quindi le sollecitazioni - tagli e momenti flettenti – agenti alla base di ogni pilastro o setto.

6.1 *Calcolo della forza sismica*

$$W = G_k + \Psi_{E1} \cdot Q_{k1} = 4389.74 + 0.20 \cdot 1112.41 = 4612.01 \text{ kN}$$

dove:

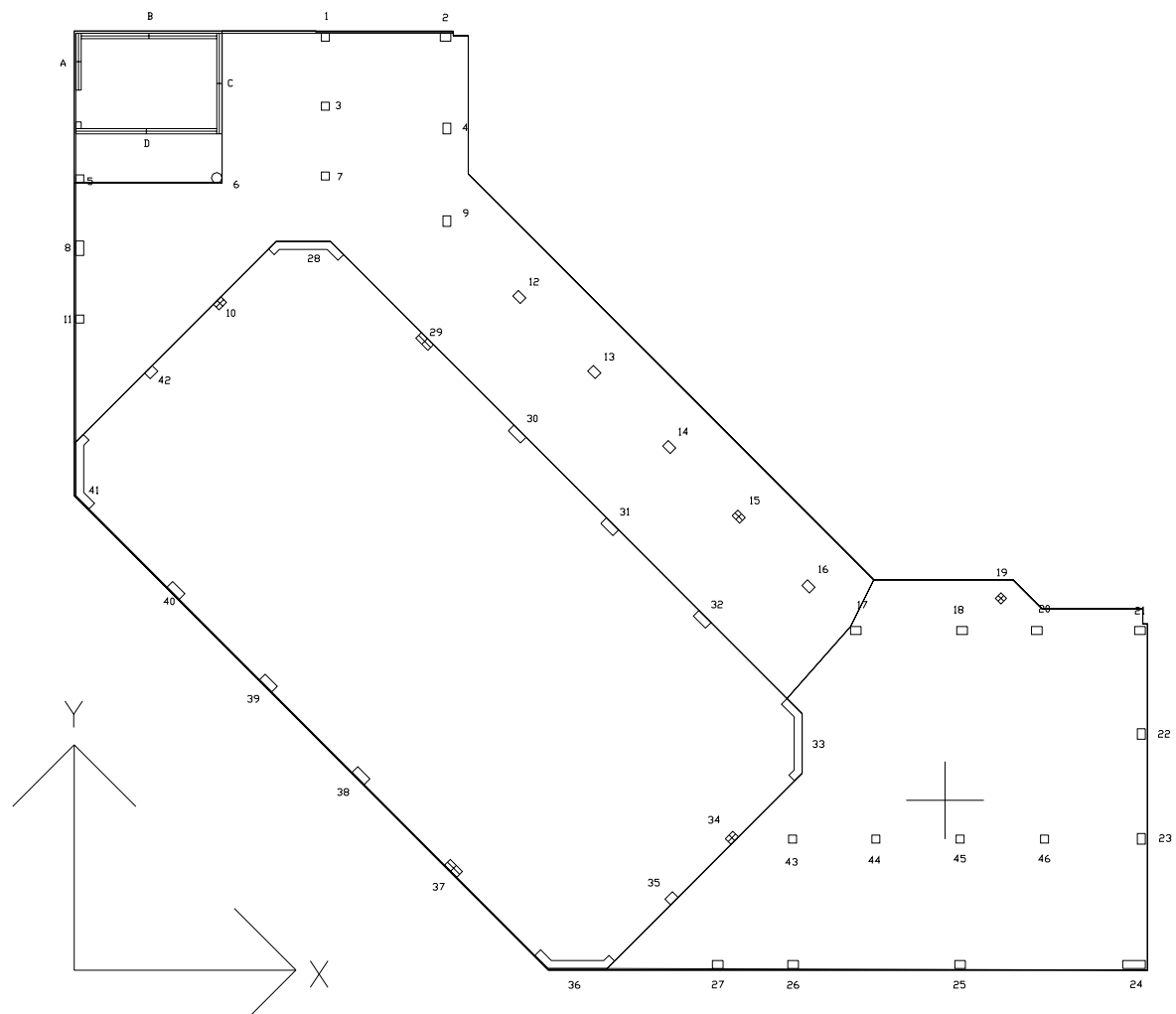
$$\begin{aligned} G_k &= \text{P.P.} + \text{Perm} + \text{Inc Travi} + \text{Inc Pil} + \text{Inc Setti} = \\ &= (2.76 + 1.16 + 0.69 + 0.33 + 0.19) \cdot 855.7 = 4389.74 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{k1} = 1.30 \cdot 855.7 = 1112.41 \text{ kN}$$

$$\Psi_{E1} = \psi_{21} \cdot \varphi = 0.20 \cdot 1.00 = 0.20$$

$$F_1 = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda \cdot \gamma_I = 0.05 \cdot 4612.01 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 230.60 \text{ kN}$$

Di seguito sono riassunti i calcoli descritti.



Schema di calcolo

X_{cm}	1849	cm
Y_{cm}	1648	cm

BARICENTRO : X = 1821 cm
Y = 1568 cm

- **COPERTURA LEGNO LAMELLARE**

Superficie : 380.08 m²

PESI PROPRI	: 1.84 kN / m ²
PERMANENTI	: 0.70 kN / m ²
ACCIDENTALI	: 1.30 kN / m ²
INCIDENZA TRAVI	: 0.60 kN / m ²
INCIDENZA PILASTRI	: 0.40 kN / m ²

Totale : $(1.84 + 0.20 + 1.30 + 0.60 + 0.40) \cdot 380.08 = 1839.59 \text{ kN}$

- **COPERTURA IN LATERO CEMENTO 28+4=32 cm**

Superficie : 209.15 m²

PESI PROPRI	: 4.00 kN / m ²
PERMANENTI	: 1.20 kN / m ²
ACCIDENTALI	: 1.30 kN / m ²
INCIDENZA TRAVI	: 0.80 kN / m ²
INCIDENZA PILASTRI	: 0.30 kN / m ²

Totale : $(4.00 + 1.20 + 1.30 + 0.80 + 0.30) \cdot 209.15 = 1589.55 \text{ kN}$

- **COPERTURA IN LATERO CEMENTO 20+4=24 cm**

Superficie : 235.19 m²

PESI PROPRI	: 3.00 kN / m ²
PERMANENTI	: 1.20 kN / m ²
ACCIDENTALI	: 1.30 kN / m ²
INCIDENZA TRAVI	: 0.75 kN / m ²
INCIDENZA PILASTRI	: 0.30 kN / m ²

Totale : $(3.00 + 1.20 + 1.30 + 0.75 + 0.30) \cdot 235.19 = 1540.49 \text{ kN}$

- **COPERTURA IN SOLETTA PIENA C.A. – ZONA CALDAIA**

Superficie : 31.24 m²

PESI PROPRI	: 3.75 kN / m ²
PERMANENTI	: 6.20 kN / m ²
ACCIDENTALI	: 1.30 kN / m ²
SETTI	: 166.15 kN

Totale : $(3.75 + 6.20 + 1.30) \cdot 31.24 + 166.15 = 517.6 \text{ kN}$

INCIDENZA TOTALE COPERTURA :

$$A_{\text{tot}} = 380.08 + 209.15 + 235.19 + 31.24 = 855.66 \text{ m}^2$$

- PESI PROPRI TOTALI
 $2358.67 / 855.66 = 2.76 \text{ kN / m}^2$
- PERMANENTI TOTALI
 $992.96 / 855.66 = 1.16 \text{ kN / m}^2$
- ACCIDENTALI TOTALI
 $= 1.30 \text{ kN / m}^2$
- INCIDENZA TRAVI TOTALI
 $571.76 / 855.66 = 0.69 \text{ kN / m}^2$
- INCIDENZA PILASTRI TOTALI
 $285.34 / 855.66 = 0.33 \text{ kN / m}^2$
- INCIDENZA SETTI TOTALI
 $166.15 / 855.66 = 0.19 \text{ kN / m}^2$

Nelle seguenti tabelle sono riassunti i calcoli descritti.

COPERTURA													
Pilastri	x cm	y cm	h cm	A cm ²	J _{xx} cm ⁴	J _{yy} cm ⁴	J _{xx} * x cm ⁴ * cm	J _{yy} * y cm ⁴ * cm	x _i cm	y _i cm	d _i cm	J _{xx} * x ² cm ⁴ * cm ²	J _{yy} * y ² cm ⁴ * cm ²
Pil 1	949,60	3525,30	440,00	900	67500,00	67500,00	6,410E+07	2,380E+08	-153,58	649,70	667,61	1,592E+09	2,849E+10
Pil 2	1404,60	3525,30	440,00	1200	90000,00	160000,00	1,264E+08	5,640E+08	301,42	649,70	716,21	8,177E+09	6,754E+10
Pil 3	949,60	3264,80	440,00	900	67500,00	67500,00	6,410E+07	2,204E+08	-153,58	389,20	418,41	1,592E+09	1,022E+10
Pil 4	1409,60	3180,30	440,00	1200	160000,00	90000,00	2,255E+08	2,862E+08	306,42	304,70	432,13	1,502E+10	8,356E+09
Pil 5	21,10	2990,30	440,00	900	67500,00	67500,00	1,424E+06	2,018E+08	-1082,08	114,70	1088,15	7,904E+10	8,881E+08
Pil 6	539,10	2993,80	440,00	1257	125664,00	125664,00	6,775E+07	3,762E+08	-564,08	118,20	576,33	3,998E+10	1,756E+09
Pil 7	949,60	3000,80	440,00	900	67500,00	67500,00	6,410E+07	2,026E+08	-153,58	125,20	198,15	1,592E+09	1,058E+09
Pil 8	21,10	2727,80	440,00	1650	123750,00	415938,00	2,611E+06	1,135E+09	-1082,08	-147,80	1092,13	1,449E+11	9,086E+09
Pil 9	1409,60	2830,30	440,00	1200	160000,00	90000,00	2,255E+08	2,547E+08	306,42	-45,30	309,75	1,502E+10	1,847E+08
Pil 10	551,35	2519,86	715,00	1200	125000,00	125000,00	6,892E+07	3,150E+08	-551,83	-355,74	656,56	3,806E+10	1,582E+10
Pil 11	21,10	2460,30	440,00	900	67500,00	67500,00	1,424E+06	1,661E+08	-1082,08	-415,30	1159,04	7,904E+10	1,164E+10

S.P.S. S.r.l. Studio Progetti Strutturali.

Via Melchiorre Gioia, 64 – 20125 Milano – Tel. 02 6694887 r.a. – Fax 02 6704199
 www.spssrl-mi.it – segreteria-amministrativa@spssrl-mi.it – ufficio-tecnico@spssrl-mi.it – segreteria-tecnica@spssrl-mi.it
 C.F. - P.I. - C.C.I.A.A. 10807630156. Cap Soc. € 49.400,00 i.v. - REA - Milano 1409652
 Seconda sede operativa Sondrio: Via Aldo Moro, 40/C – 23100 Sondrio. Tel. 0342 218412

Pil 12	1683,4 0	2543,8 6	440,0 0	1200	125000,00	125000,00	2,104E+0 8	3,180E+0 8	580,22	-331,74	668,36	4,208E+1 0	1,376E+1 0
Pil 13	1966,9 5	2260,3 1	440,0 0	1200	125000,00	125000,00	2,459E+0 8	2,825E+0 8	863,77	-615,29	1060,5 1	9,326E+1 0	4,732E+1 0
Pil 14	2250,5 0	1976,7 6	440,0 0	1200	125000,00	125000,00	2,813E+0 8	2,471E+0 8	1147,32	-898,84	1457,4 8	1,645E+1 1	1,010E+1 1
Pil 15	2513,5 4	1713,7 1	440,0 0	1200	125000,00	125000,00	3,142E+0 8	2,142E+0 8	1410,36	-1161,89	1827,3 2	2,486E+1 1	1,687E+1 1
Pil 16	2777,3 0	1449,9 6	440,0 0	1200	125000,00	125000,00	3,472E+0 8	1,812E+0 8	1674,12	-1425,64	2198,8 9	3,503E+1 1	2,541E+1 1
Pil 17	2956,4 6	1283,8 0	440,0 0	1200	90000,00	160000,00	2,661E+0 8	2,054E+0 8	1853,28	-1591,80	2443,0 4	3,091E+1 1	4,054E+1 1
Pil 18	3358,4 6	1283,8 0	440,0 0	1200	90000,00	160000,00	3,023E+0 8	2,054E+0 8	2255,28	-1591,80	2760,4 5	4,578E+1 1	4,054E+1 1
Pil 19	3505,6 1	1404,7 4	440,0 0	1200	67500,00	67500,00	2,366E+0 8	9,482E+0 7	2402,43	-1470,86	2816,9 3	3,896E+1 1	1,460E+1 1
Pil 20	3641,1 0	1283,8 0	440,0 0	1200	90000,00	160000,00	3,277E+0 8	2,054E+0 8	2537,92	-1591,80	2995,8 0	5,797E+1 1	4,054E+1 1
Pil 21	4031,1 0	1283,8 0	440,0 0	1200	90000,00	160000,00	3,628E+0 8	2,054E+0 8	2927,92	-1591,80	3332,6 4	7,715E+1 1	4,054E+1 1
Pilastri	x	y	h	A	J_{xx}	J_{yy}	J_{xx} * x	J_{yy} * y	x_i	y_i	d_i	J_{xx} * x²	J_{yy} * y²
	cm	cm	cm	cm²	cm⁴	cm⁴	cm⁴ * cm	cm⁴ * cm	cm	cm	cm	cm⁴ * cm²	cm⁴ * cm²
Pil 22	4036,1 0	892,30	440,0 0	1200	160000,00	90000,00	6,458E+0 8	8,031E+0 7	2932,92	-1983,30	3540,5 5	1,376E+1 2	3,540E+1 1
Pil 23	4036,1 0	496,30	440,0 0	1200	160000,00	90000,00	6,458E+0 8	4,467E+0 7	2932,92	-2379,30	3776,6 5	1,376E+1 2	5,095E+1 1
Pil 24	4008,6	21,30	440,0	2550	191250,00	1535313,00	7,666E+0	3,270E+0	2905,42	-2854,30	4072,8	1,614E+1	1,251E+1

	0		0				8	7			9	2	3
Pil 25	3351,1 0	21,30	440,0 0	1200	90000,00	160000,00	3,016E+0 8	3,408E+0 6	2247,92	-2854,30	3633,2 0	4,548E+1 1	1,304E+1 2
Pil 26	2719,1 0	21,30	440,0 0	1200	90000,00	160000,00	2,447E+0 8	3,408E+0 6	1615,92	-2854,30	3279,9 7	2,350E+1 1	1,304E+1 2
Pil 27	2434,3 0	21,30	440,0 0	1200	90000,00	160000,00	2,191E+0 8	3,408E+0 6	1331,12	-2854,30	3149,4 3	1,595E+1 1	1,304E+1 2
Pil 28	879,86	2732,2 7	715,0 0	8725	1727514,00	56345084,00	1,520E+0 9	1,539E+1 1	-223,32	-143,33	265,36	8,616E+1 0	1,158E+1 2
Pil 29	1325,4 6	2375,7 1	715,0 0	1950	416406,00	416406,00	5,519E+0 8	9,893E+0 8	222,28	-499,89	547,08	2,057E+1 0	1,041E+1 1
Pil 30	1675,4 8	2025,6 9	715,0 0	1950	416406,00	416406,00	6,977E+0 8	8,435E+0 8	572,30	-849,91	1024,6 3	1,364E+1 1	3,008E+1 1
Pil 31	2025,5 0	1675,6 7	715,0 0	1950	416406,00	416406,00	8,434E+0 8	6,978E+0 8	922,32	-1199,93	1513,4 4	3,542E+1 1	5,996E+1 1
Pil 32	2375,5 1	1325,6 6	715,0 0	1950	416406,00	416406,00	9,892E+0 8	5,520E+0 8	1272,33	-1549,94	2005,2 7	6,741E+1 1	1,000E+1 2
Pil 33	2731,1 0	874,66	715,0 0	9619	75193236,00	2343578,00	2,054E+1 1	2,050E+0 9	1627,92	-2000,94	2579,5 1	1,993E+1 4	9,383E+1 2
Pil 34	2487,8 4	499,93	715,0 0	1200	125000,00	125000,00	3,110E+0 8	6,249E+0 7	1384,66	-2375,67	2749,7 4	2,397E+1 1	7,055E+1 1
Pil 35	2259,3 8	271,46	715,0 0	1200	125000,00	125000,00	2,824E+0 8	3,393E+0 7	1156,20	-2604,14	2849,2 7	1,671E+1 1	8,477E+1 1
Pil 36	1890,1 3	26,89	740,0 0	9256	1784915,00	67877488,00	3,374E+0 9	1,825E+0 9	786,95	-2848,71	2955,4 1	1,105E+1 2	5,508E+1 4
Pil 37	1434,7 1	384,85	740,0 0	1950	416406,00	416406,00	5,974E+0 8	1,603E+0 8	331,53	-2490,75	2512,7 2	4,577E+1 0	2,583E+1 2

Pil 38	1084,6 9	734,87	740,0 0	1950	416406,00	416406,00	4,517E+0 8	3,060E+0 8	-18,49	-2140,73	2140,8 1	1,424E+0 8	1,908E+1 2
Pil 39	734,67 9	1084,8	740,0 0	1950	416406,00	416406,00	3,059E+0 8	4,518E+0 8	-368,51	-1790,71	1828,2 3	5,655E+1 0	1,335E+1 2
Pil 40	384,65 0	1434,9	740,0 0	1950	416406,00	416406,00	1,602E+0 8	5,975E+0 8	-718,53	-1440,70	1609,9 4	2,150E+1 1	8,643E+1 1
Pil 41	27,08 2	1880,5	740,0 0	8662	55054436,00	1720481,00	1,491E+0 9	3,235E+0 9	-1076,10	-995,08	1465,6 7	6,375E+1 3	1,704E+1 2
Pil 42	291,14 4	2259,6	715,0 0	1200	125000,00	125000,00	3,639E+0 7	2,825E+0 8	-812,04	-615,96	1019,2 2	8,243E+1 0	4,743E+1 0
Pil 43	2717,1 0	495,30	440,0 0	900	67500,00	67500,00	1,834E+0 8	3,343E+0 7	1613,92	-2380,30	2875,8 6	1,758E+1 1	3,824E+1 1
Pil 44	3032,1 0	495,30	440,0 0	900	67500,00	67500,00	2,047E+0 8	3,343E+0 7	1928,92	-2380,30	3063,7 5	2,511E+1 1	3,824E+1 1
Pilastri	x	y	h	A	J_{xx}	J_{yy}	J_{xx} * x	J_{yy} * y	x_i	y_i	d_i	J_{xx} * x²	J_{yy} * y²
	cm	cm	cm	cm²	cm⁴	cm⁴	cm⁴ * cm	cm⁴ * cm	cm	cm	cm	cm⁴ * cm²	cm⁴ * cm²
Pil 45	3351,1 0	495,30	440,0 0	900	67500,00	67500,00	2,262E+0 8	3,343E+0 7	2247,92	-2380,30	3273,9 8	3,411E+1 1	3,824E+1 1
Pil 46	3670,1 0	495,30	440,0 0	900	67500,00	67500,00	2,477E+0 8	3,343E+0 7	2566,92	-2380,30	3500,7 0	4,448E+1 1	3,824E+1 1
Setto A	16,10	3432,8 0	490,0 0	4300	16563958,00	143333,00	2,667E+0 8	4,920E+0 8	-1087,08	557,20	1221,5 7	1,957E+1 3	4,450E+1 0
Setto B	282,60	3530,3 0	490,0 0	10260	342000,00	225009495,0 0	9,665E+0 7	7,944E+1 1	-820,58	654,70	1049,7 6	2,303E+1 1	9,645E+1 3
Setto C	549,10	3350,3 0	490,0 0	7600	91453333,00	253333,00	5,022E+1 0	8,487E+0 8	-554,08	474,70	729,62	2,808E+1 3	5,709E+1 0
Setto D	272,60	3170,3	490,0	10660	355333,00	252365728,0	9,686E+0	8,001E+1	-830,58	294,70	881,32	2,451E+1	2,192E+1

		0	0			0	7	1				1	3
				124639,0	249406637,0	614906683,0	2,751E+1	1,768E+1				3,246E+1	7,132E+1
				0	0	0	1	2				4	4

CENTRO RIGIDEZZA		
X _{ct}	1103 cm	
Y _{ct}	2876 cm	

BARICENTRO		
X _g	1821,4	cm
	4	
Y _g	1568,1	cm
	3	

CENTRO MASSA				5 %	
X _{mg}	1849,0	cm	e _x	746	cm
	0				
Y _{mg}	1648,0	cm	e _y	1228	cm
	0				
Bx	3549,0	m		177,4	cm
	0			5	
By	4060,0	m		203	cm
	0				

	T _x	e _{y max}	M _{max}	e _{y min}	M _{min}
SISMA X	kN	cm	kNm	cm	kNm
	230,60	1431	3298,9	1025	2362,7

			7		3
--	--	--	---	--	---

PILASTRI	F _x	F _y	F _x	F _y	F _{x max}	F _{y max}	F _{copertura}	T	M sisma x	Mx	My	N
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN
Pil 1	0,039	0,003	0,035	0,002	0,039	0,003	0,039	0,039	0,173	0,173	0,000	9,900
Pil 2	0,093	0,009	0,084	0,006	0,093	0,009	0,093	0,093	0,409	0,409	0,000	13,200
Pil 3	0,034	0,003	0,031	0,002	0,034	0,003	0,034	0,034	0,148	0,148	0,000	9,900
Pil 4	0,042	0,016	0,040	0,011	0,042	0,016	0,042	0,042	0,187	0,187	0,000	13,200
Pil 5	0,028	0,023	0,027	0,017	0,028	0,023	0,028	0,028	0,122	0,122	0,000	9,900
Pil 6	0,052	0,023	0,051	0,016	0,052	0,023	0,052	0,052	0,228	0,228	0,000	13,827
Pil 7	0,028	0,003	0,027	0,002	0,028	0,003	0,028	0,028	0,123	0,123	0,000	9,900
Pil 8	0,136	0,043	0,142	0,030	0,142	0,043	0,142	0,142	0,625	0,625	0,000	18,150
Pil 9	0,032	0,016	0,033	0,011	0,033	0,016	0,033	0,033	0,144	0,144	0,000	13,200
Pil 10	0,033	0,022	0,037	0,016	0,037	0,022	0,037	0,037	0,263	0,186	0,186	21,450
Pil 11	0,016	0,023	0,019	0,017	0,019	0,023	0,023	0,023	0,102	0,102	0,000	9,900
Pil 12	0,034	0,023	0,037	0,017	0,037	0,023	0,037	0,037	0,165	0,116	0,116	13,200
Pil 13	0,022	0,034	0,029	0,025	0,029	0,034	0,034	0,034	0,151	0,107	0,107	13,200
Pil 14	0,011	0,046	0,021	0,033	0,021	0,046	0,046	0,046	0,201	0,142	0,142	13,200
PILASTRI	F _x	F _y	F _x	F _y	F _{x max}	F _{y max}	F _{copertura}	T	M sisma x	Mx	My	N
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN
Pil 15	0,001	0,056	0,014	0,040	0,014	0,056	0,056	0,056	0,247	0,174	0,174	13,200
Pil 16	0,010	0,067	0,006	0,048	0,010	0,067	0,067	0,067	0,293	0,207	0,207	13,200

Pil 17	0,021	0,053	0,002	0,038	0,021	0,053	0,053	0,053	0,233	0,233	0,000	13,200
Pil 18	0,021	0,065	0,002	0,046	0,021	0,065	0,065	0,065	0,284	0,284	0,000	13,200
Pil 19	0,006	0,052	0,003	0,037	0,006	0,052	0,052	0,052	0,227	0,160	0,160	13,200
Pil 20	0,021	0,073	0,002	0,052	0,021	0,073	0,073	0,073	0,319	0,319	0,000	13,200
Pil 21	0,021	0,084	0,002	0,060	0,021	0,084	0,084	0,084	0,369	0,369	0,000	13,200
Pil 22	0,023	0,149	0,007	0,107	0,023	0,149	0,149	0,149	0,656	0,656	0,000	13,200
Pil 23	0,034	0,149	0,015	0,107	0,034	0,149	0,149	0,149	0,656	0,656	0,000	13,200
Pil 24	0,817	0,177	0,422	0,127	0,817	0,177	0,817	0,817	3,596	3,596	0,000	28,050
Pil 25	0,085	0,064	0,044	0,046	0,085	0,064	0,085	0,085	0,375	0,375	0,000	13,200
Pil 26	0,085	0,046	0,044	0,033	0,085	0,046	0,085	0,085	0,375	0,375	0,000	13,200
Pil 27	0,085	0,038	0,044	0,027	0,085	0,038	0,085	0,085	0,375	0,375	0,000	13,200
Pil 28	18,563	0,123	19,292	0,088	19,292	0,123	19,292	19,292	137,935	137,935	0,000	155,959
Pil 29	0,090	0,029	0,109	0,021	0,109	0,029	0,109	0,109	0,778	0,550	0,550	34,856
Pil 30	0,044	0,076	0,076	0,054	0,076	0,076	0,076	0,076	0,542	0,383	0,383	34,856
Pil 31	0,003	0,122	0,042	0,087	0,042	0,122	0,122	0,122	0,873	0,617	0,617	34,856
Pil 32	0,049	0,168	0,009	0,121	0,049	0,168	0,168	0,168	1,204	0,852	0,852	34,856
Pil 33	0,612	38,913	0,189	27,870	0,612	38,913	38,913	38,913	278,228	278,228	0,000	171,940
Pil 34	0,048	0,055	0,021	0,039	0,048	0,055	0,055	0,055	0,393	0,278	0,278	21,450
Pil 35	0,057	0,046	0,027	0,033	0,057	0,046	0,057	0,057	0,405	0,286	0,286	21,450
Pil 36	36,014	0,447	18,569	0,320	36,014	0,447	36,014	36,014	266,503	266,503	0,000	171,236
Pil 37	0,174	0,044	0,080	0,031	0,174	0,044	0,174	0,174	1,284	0,908	0,908	36,075
PILASTRI	F_x	F_y	F_x	F_y	F_x max	F_y max	F_{copertura}	T	M sisma x	M_x	M_y	N
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN

Pil 38	0,127	0,002	0,047	0,002	0,127	0,002	0,127	0,127	0,941	0,666	0,666	36,075
Pil 39	0,081	0,049	0,014	0,035	0,081	0,049	0,081	0,081	0,599	0,423	0,423	36,075
Pil 40	0,035	0,095	0,020	0,068	0,035	0,095	0,095	0,095	0,704	0,498	0,498	36,075
Pil 41	0,101	18,833	0,255	13,489	0,255	18,833	18,833	18,833	139,367	139,367	0,000	160,247
Pil 42	0,022	0,032	0,029	0,023	0,029	0,032	0,032	0,032	0,231	0,163	0,163	21,450
Pil 43	0,026	0,035	0,011	0,025	0,026	0,035	0,035	0,035	0,152	0,152	0,000	9,900
Pil 44	0,026	0,041	0,011	0,030	0,026	0,041	0,041	0,041	0,182	0,182	0,000	9,900
Pil 45	0,026	0,048	0,011	0,035	0,026	0,048	0,048	0,048	0,212	0,212	0,000	9,900
Pil 46	0,026	0,055	0,011	0,039	0,026	0,055	0,055	0,055	0,242	0,242	0,000	9,900
Setto A	0,079	5,724	0,072	4,100	0,079	5,724	5,724	5,724	28,048	28,048	0,000	52,675
Setto B	131,213	0,089	117,922	0,064	131,213	0,089	131,213	131,213	642,942	642,942	0,000	125,685
Setto C	0,133	16,109	0,122	11,537	0,133	16,109	16,109	16,109	78,932	78,932	0,000	93,100
Setto D	118,284	0,094	111,574	0,067	118,284	0,094	118,284	118,284	579,592	579,592	0,000	130,585

	T_y	$e_{x \max}$	$M_{\max}$	$e_{x \min}$	$M_{\min}$
SISMA Y	kN	cm	kNm	cm	kNm
	230,60	923	2129,06	568	1310,66

PILASTRI	F_x	F_y	F_x	F_y	$F_{x \max}$	$F_{y \max}$	$F_{\text{copertura}}$	T	M sisma y	Mx	My	N
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN
Pil 1	0,009	0,060	0,006	0,061	0,009	0,061	0,061	0,061	0,269	0,000	0,269	9,900
Pil 2	0,021	0,089	0,013	0,087	0,021	0,089	0,089	0,089	0,391	0,000	0,391	13,200
Pil 3	0,005	0,060	0,003	0,061	0,005	0,061	0,061	0,061	0,269	0,000	0,269	9,900
Pil 4	0,006	0,158	0,003	0,154	0,006	0,158	0,158	0,158	0,695	0,000	0,695	13,200
Pil 5	0,002	0,047	0,001	0,053	0,002	0,053	0,053	0,053	0,234	0,000	0,234	9,900
Pil 6	0,003	0,102	0,002	0,107	0,003	0,107	0,107	0,107	0,472	0,000	0,472	13,827
Pil 7	0,002	0,060	0,001	0,061	0,002	0,061	0,061	0,061	0,269	0,000	0,269	9,900
Pil 8	0,013	0,087	0,008	0,098	0,013	0,098	0,098	0,098	0,429	0,000	0,429	18,150
Pil 9	0,001	0,158	0,001	0,154	0,001	0,158	0,158	0,158	0,695	0,000	0,695	13,200
Pil 10	0,009	0,101	0,006	0,107	0,009	0,107	0,107	0,107	0,764	0,540	0,540	21,450
Pil 11	0,006	0,047	0,004	0,053	0,006	0,053	0,053	0,053	0,234	0,000	0,234	9,900
Pil 12	0,009	0,130	0,005	0,125	0,009	0,130	0,130	0,130	0,574	0,406	0,406	13,200
Pil 13	0,016	0,138	0,010	0,129	0,016	0,138	0,138	0,138	0,606	0,429	0,429	13,200
Pil 14	0,023	0,145	0,014	0,134	0,023	0,145	0,145	0,145	0,638	0,451	0,451	13,200
Pil 15	0,030	0,152	0,018	0,138	0,030	0,152	0,152	0,152	0,668	0,472	0,472	13,200
Pil 16	0,037	0,159	0,023	0,142	0,037	0,159	0,159	0,159	0,697	0,493	0,493	13,200
Pil 17	0,052	0,117	0,032	0,104	0,052	0,117	0,117	0,117	0,517	0,000	0,517	13,200
PILASTRI	F_x	F_y	F_x	F_y	$F_{x \max}$	$F_{y \max}$	$F_{\text{copertura}}$	T	M sisma y	Mx	My	N
	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	kN

Pil 18	0,052	0,125	0,032	0,109	0,052	0,125	0,125	0,125	0,549	0,000	0,549	13,200
Pil 19	0,020	0,096	0,013	0,083	0,020	0,096	0,096	0,096	0,421	0,298	0,298	13,200
Pil 20	0,052	0,130	0,032	0,112	0,052	0,130	0,130	0,130	0,572	0,000	0,572	13,200
Pil 21	0,052	0,137	0,032	0,116	0,052	0,137	0,137	0,137	0,604	0,000	0,604	13,200
Pil 22	0,037	0,244	0,023	0,207	0,037	0,244	0,244	0,244	1,075	0,000	1,075	13,200
Pil 23	0,044	0,244	0,027	0,207	0,044	0,244	0,244	0,244	1,075	0,000	1,075	13,200
Pil 24	0,899	0,291	0,553	0,247	0,899	0,291	0,899	0,899	3,956	0,000	3,956	28,050
Pil 25	0,094	0,125	0,058	0,109	0,094	0,125	0,125	0,125	0,549	0,000	0,549	13,200
Pil 26	0,094	0,113	0,058	0,102	0,094	0,113	0,113	0,113	0,497	0,000	0,497	13,200
Pil 27	0,094	0,108	0,058	0,098	0,094	0,108	0,108	0,108	0,474	0,000	0,474	13,200
Pil 28	1,657	1,518	1,020	1,549	1,657	1,549	1,657	1,657	11,846	0,000	11,846	155,959
Pil 29	0,043	0,404	0,026	0,397	0,043	0,404	0,404	0,404	2,889	2,043	2,043	34,856
Pil 30	0,073	0,434	0,045	0,415	0,073	0,434	0,434	0,434	3,102	2,194	2,194	34,856
Pil 31	0,103	0,464	0,063	0,434	0,103	0,464	0,464	0,464	3,316	2,345	2,345	34,856
Pil 32	0,132	0,494	0,082	0,452	0,132	0,494	0,494	0,494	3,530	2,496	2,496	34,856
Pil 33	0,962	94,637	0,592	84,983	0,962	94,637	94,637	94,637	676,652	0,000	676,652	171,940
Pil 34	0,061	0,151	0,038	0,137	0,061	0,151	0,151	0,151	1,080	0,764	0,764	21,450
Pil 35	0,067	0,145	0,041	0,134	0,067	0,145	0,145	0,145	1,038	0,734	0,734	21,450
Pil 36	39,670	1,938	24,421	1,828	39,670	1,938	39,670	39,670	293,561	0,000	293,561	171,236
Pil 37	0,213	0,413	0,131	0,402	0,213	0,413	0,413	0,413	3,059	2,163	2,163	36,075
Pil 38	0,183	0,383	0,113	0,384	0,183	0,384	0,384	0,384	2,842	2,009	2,009	36,075
Pil 39	0,153	0,354	0,094	0,366	0,153	0,366	0,366	0,366	2,706	1,913	1,913	36,075
Pil 40	0,123	0,324	0,076	0,347	0,123	0,347	0,347	0,347	2,569	1,817	1,817	36,075

PILASTRI	F _x kN	F _y kN	F _x kN	F _y kN	F _{x max} kN	F _{y max} kN	F _{copertura} kN	T kN	M sisma y kNm	Mx kNm	My kNm	N kN
Pil 41	0,351	38,749	0,216	43,421	0,351	43,421	43,421	43,421	321,313	0,000	321,313	160,247
Pil 42	0,016	0,095	0,010	0,103	0,016	0,103	0,103	0,103	0,735	0,520	0,520	21,450
Pil 43	0,033	0,085	0,020	0,076	0,033	0,085	0,085	0,085	0,373	0,000	0,373	9,900
Pil 44	0,033	0,089	0,020	0,079	0,033	0,089	0,089	0,089	0,392	0,000	0,392	9,900
Pil 45	0,033	0,094	0,020	0,082	0,033	0,094	0,094	0,094	0,412	0,000	0,412	9,900
Pil 46	0,033	0,098	0,020	0,084	0,033	0,098	0,098	0,098	0,431	0,000	0,431	9,900
Setto A	0,016	11,621	0,010	13,041	0,016	13,041	13,041	13,041	63,900	0,000	63,900	52,675
Setto B	30,223	0,259	18,605	0,281	30,223	0,281	30,223	30,223	148,092	0,000	148,092	125,685
Setto C	0,025	74,161	0,015	78,158	0,025	78,158	78,158	78,158	382,972	0,000	382,972	93,100
Setto D	15,258	0,268	9,393	0,291	15,258	0,291	15,258	15,258	74,765	0,000	74,765	130,585

7 PILASTRI

Le azioni normali caratteristici agenti su ciascun pilastro, in condizioni statiche, sono riassunte nella seguente tabella:

Pilastro	Gk tot [kN]	Qk tot [kN]	Nsd tot [kN]
1	62,66	9,29	101,66
2	41,14	7,70	69,15
3	110,96	65,13	253,04
4	72,33	17,89	128,10
5	55,95	8,89	91,67
6	319,06	93,62	587,11
7	56,27	38,06	135,87
8	21,04	8,89	42,79
9	112,55	30,11	202,74
10	200,12	28,32	322,65
11	76,18	16,50	131,40
12	101,55	26,76	182,31
13	87,46	25,44	160,60
14	86,97	24,95	159,18
15	83,43	23,58	152,17
16	76,97	20,99	139,24
17	142,95	35,48	253,35
18	132,15	34,28	236,43
19	0,00	0,00	0,00
20	127,86	33,62	229,43
21	78,76	15,95	134,19
22	44,97	5,27	70,86
23	154,66	28,55	259,35
24	68,04	10,91	111,62
25	176,98	32,42	296,40
26	113,85	24,02	195,42
27	13,77	0,93	20,67
28	120,02	39,99	228,01
29	180,71	57,37	339,05
30	167,00	56,98	319,27
31	167,00	56,98	319,27
32	180,71	57,37	339,05
33	138,87	41,79	257,10
34	125,42	20,17	205,84
35	149,17	23,70	244,39
36	57,31	21,58	112,60
37	135,55	43,15	254,50

Pilastro	Gk tot	Qk tot	Nsd tot
	[kN]	[kN]	[kN]
38	126,49	43,15	241,81
39	126,49	43,15	241,81
40	135,55	43,15	254,50
41	57,31	21,58	112,60
42	133,95	14,82	209,76
43	184,74	46,87	328,94
44	114,32	29,39	204,13
45	236,29	56,58	415,68
46	138,48	33,37	243,93
K-28	36.93	4.74	58.81
K-33	38.97	4.52	61.34
P-36	56.89	4.55	86.47
P-41	77.57	12.25	126.97

Si riporta la verifica dei pilastri più sollecitati.

7.1 Pilastro 45

- carpenteria : 30 x 30 cm
- armatura: 8 ϕ 12

I carichi verticali gravanti sul pilastro allo SLU sono:

$$G_k = 236.29 \text{ kN}$$

$$Q_k = 56.58 \text{ kN}$$

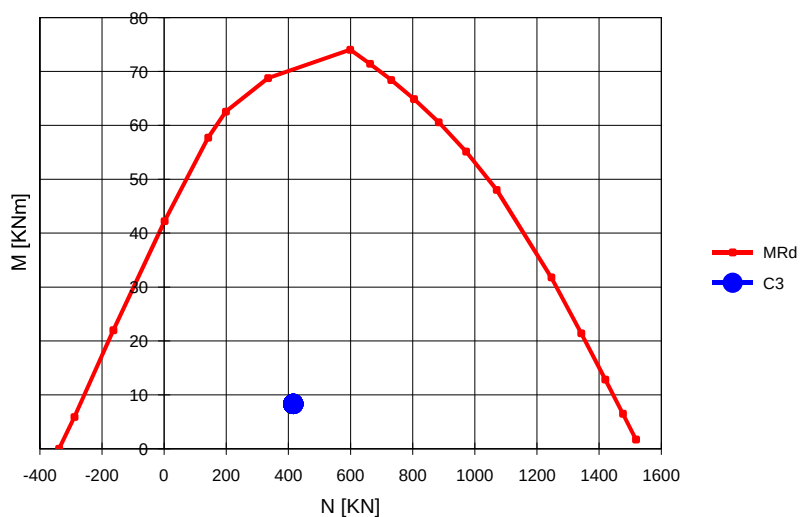
$$\begin{aligned} N_{sd,45} &= G_k \cdot 1.4 + Q_k \cdot 1.5 = 236.29 \cdot 1.4 + 56.58 \cdot 1.5 = \\ &= 415.68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Si prende in considerazione un'eccentricità pari a:

$$e^* = \max (h/30 ; 20 \text{ mm}) = \max (300/30 ; 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$M'_{sd} = N_{sd,slu} \cdot e^* = 415.68 \cdot 0.020 = 8.31 \text{ kN m}$$

Il dominio di rottura per $(N_{sd,slu}, M'_{sd})$ è il seguente:



Risultano verificate le seguenti prescrizioni:

- $N_{sd,slu} \leq N_u = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$

$$415.68 \text{ kN} \leq (30 \cdot 30) \cdot (0.83 \cdot 0.85 \cdot 300 / 2) + 9.04 \cdot 3739 = 129043 \text{ daN} = 1290.43 \text{ kN}$$

- $A_{sl} > 0.15 \cdot N_{sd,slu} / f_{yd}$

$$A_s = 8\phi 12 = 9.04 \text{ cm}^2 > 0.15 \cdot 41568 / 3739 = 1.67 \text{ cm}^2$$

- $0.3 \% \leq A_{sl} / A_c \leq 6 \%$

$$A_{sl} / A_c = 9.04 / (30 \cdot 30) = 1.00 \%$$

7.2 *Pilastro 10*

- carpenteria : 30 x 40 cm
- armatura: 8 ϕ 16

I carichi verticali gravanti sul pilastro allo SLU sono:

$$G_k = 200.12 \text{ kN}$$

$$Q_k = 28.32 \text{ kN}$$

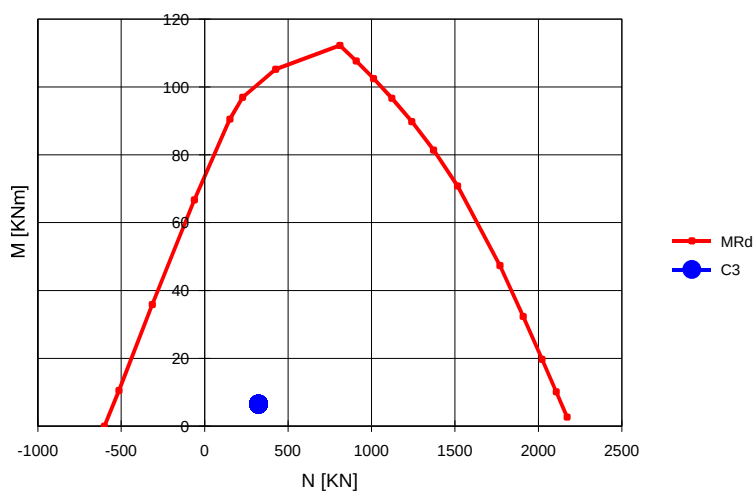
$$N_{sd,10} = G_k \cdot 1.4 + Q_k \cdot 1.5 = 200.12 \cdot 1.4 + 28.32 \cdot 1.5 = 322.65 \text{ kN}$$

Si prende in considerazione un'eccentricità pari a:

$$e^* = \max (h/30 ; 20 \text{ mm}) = \max (400/30 ; 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

$$M'_{sd} = N_{sd,slu} \cdot e^* = 322.65 \cdot 0.020 = 6.45 \text{ kN m}$$

Il dominio di rottura per $(N_{sd,slu}, M_{sd})$ è il seguente:



Risultano verificate le seguenti prescrizioni:

- $N_{sd,slu} \leq N_u = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$

$$322.65 \text{ kN} \leq (30 \cdot 40) \cdot (0.83 \cdot 0.85 \cdot 300 / 2) + 16.08 \cdot 3739 = 187113 \text{ daN} = 1871.13 \text{ kN}$$

- $A_{sl} > 0.15 \cdot N_{sd,slu} / f_{yd}$

$$A_s = 8\phi 16 = 16.08 \text{ cm}^2 > 0.15 \cdot 32265 / 3739 = 1.29 \text{ cm}^2$$

- $0.3 \% \leq A_{sl} / A_c \leq 6 \%$

$$A_{sl} / A_c = 16.08 / (30 \cdot 40) = 1.34 \%$$

7.3 Pilastro 29

- carpenteria : 30 x 65 cm
- armatura: 10 ϕ 16

I carichi verticali gravanti sul pilastro allo SLU sono:

$$G_k = 180.71 \text{ kN}$$

$$Q_k = 57.37 \text{ kN}$$

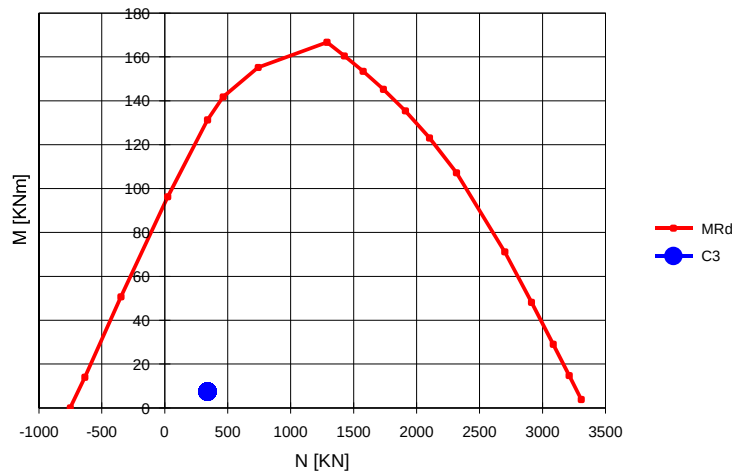
$$N_{sd,10} = G_k \cdot 1.4 + Q_k \cdot 1.5 = 180.71 \cdot 1.4 + 57.37 \cdot 1.5 = 339.05 \text{ kN}$$

Si prende in considerazione un'eccentricità pari a:

$$e^* = \max (h/30 ; 20 \text{ mm}) = \max (650/30 ; 20 \text{ mm}) = 22 \text{ mm}$$

$$M'_{sd} = N_{sd,slu} \cdot e^* = 339.05 \cdot 0.022 = 7.46 \text{ kN m}$$

Il dominio di rottura per ($N_{sd,slu}$, M_{sd}) è il seguente:



Risultano verificate le seguenti prescrizioni:

- $N_{sd,slu} \leq N_u = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$

$$339.05 \text{ kN} \leq (30 \cdot 65) \cdot (0.83 \cdot 0.85 \cdot 300 / 2) + 20.11 \cdot 3739 = 281550 \text{ daN} = 2815.50 \text{ kN}$$

- $A_{sl} > 0.15 \cdot N_{sd,slu} / f_{yd}$

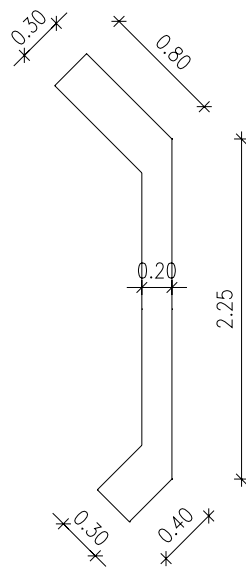
$$A_s = 10\phi 16 = 20.11 \text{ cm}^2 > 0.15 \cdot 33905 / 3739 = 1.36 \text{ cm}^2$$

- $0.3 \% \leq A_{sl} / A_c \leq 6 \%$

$$A_{sl} / A_c = 20.11 / (30 \cdot 65) = 1.03 \%$$

7.4 Setto 33

- carpenteria :



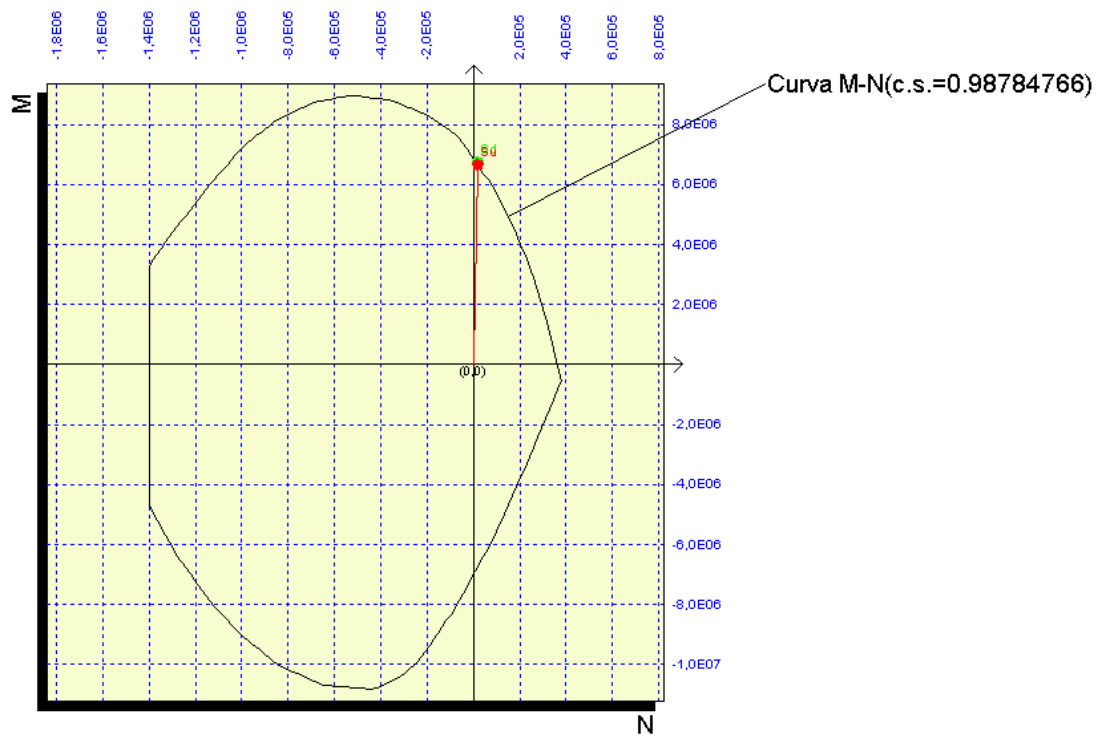
- armatura: $\phi 16/15''$

I carichi verticali gravanti sul setto 33 sotto SISMA sono:

$$M_{sd} = 676.65 \text{ kNm}$$

$$N = 171.94 \text{ kN}$$

[Curva $M_x/M_y = \text{const.}$]:
 c.s.=0,98784766
 M_x ultimo =0,
 M_y ultimo =6684290,973
 N ultimo =16985,053
 [Curva $N = \text{const.}$]:
 c.s.=0,98749414
 M_x ultimo =0,
 M_y ultimo =6681898,869
 N ultimo =17194,
 N_{max} =383416,314
 N_{min} =-1401390,557

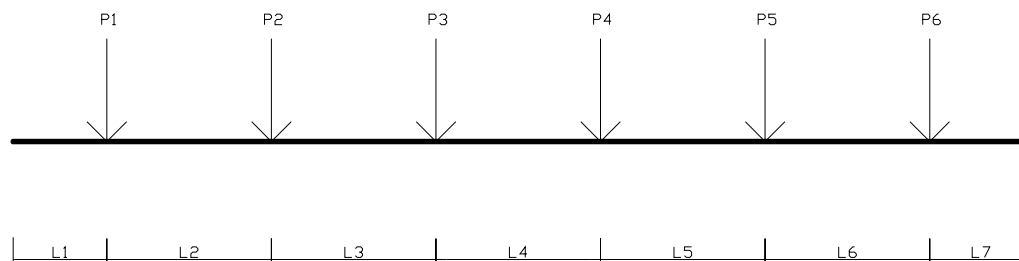


8 FONDAZIONI

Si verificano le fondazioni più significative ai fini delle verifiche.

8.1 Travi di fondazione 34-43-44-45-46-23

Lo schema di calcolo è illustrato in figura.



dove:

$$L_1 = 50 \text{ cm};$$

$$L_2 = 230 \text{ cm};$$

$$L_3 = 315 \text{ cm};$$

$$L_4 = 320 \text{ cm};$$

$$L_5 = 320 \text{ cm};$$

$$L_6 = 370 \text{ cm};$$

$$L_7 = 50 \text{ cm};$$

$$K = 1.0 \text{ daN/cm}^3$$

Si hanno i seguenti carichi caratteristici:

$$P_1 = \text{Pilastro 34} / 2 = 125.42 / 2 + 20.17 / 2 = 72.80 \text{ kN}$$

$$P_2 = \text{Pilastro 43} = 184.74 + 46.87 = 231.61 \text{ kN}$$

$$P_3 = \text{Pilastro 44} = 114.32 + 29.39 = 143.71 \text{ kN}$$

$$P_4 = \text{Pilastro 45} = 236.29 + 56.58 = 292.87 \text{ kN}$$

$$P_5 = \text{Pilastro 46} = 138.48 + 33.37 = 171.85 \text{ kN}$$

$$P_6 = \text{Pilastro 23} / 2 = 154.66 / 2 + 28.55 / 2 = 77.33 \text{ kN}$$

8.1.1 Verifiche agli S.L.U. e S.L.E per sollecitazioni che provocano tensioni normali (flessione semplice).

Sezione alla campata 46-26:

Unità di misura : daN - cm

sezione a T rovescio

Htot 100 Hala 30 Bala 100 Banima 40

area superiore 3.39 cop. 5.4

area inferiore 5.65 cop. 5.4

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento minimo -470325

sigma f. sup. 84.1

sigma c. inf. 3.6

CONDIZIONE FREQUENTE

momento minimo -412261

sigma f. sup. 73.7

sigma c. inf. 3.2

CONDIZIONE QUASI PERMANENTE

momento minimo -412261

sigma f. sup. 73.7

sigma c. inf. 3.2

PRESSIONI SUL TERRENO

cedimento max. .5 sigma t. .5
cedimento min. .41 sigma t. .41

STATO LIMITE ULTIMO

MSd min. -681076 MRd min. -1185692
x/du .04 ecu .0004 esu .01

Sezione all'appoggio Pilastro 45:

Unità di misura : daN - cm

sezione a T rovescio
Htot 100 Hala 30 Bala 100 Banima 40
area superiore 3.39 cop. 5.4
area inferiore 13.29 cop. 5.57

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento massimo 1980038
sigma f. inf. 223.2
sigma c. sup. 23.4

CONDIZIONE FREQUENTE

momento massimo 1544662
sigma f. inf. 174.2
sigma c. sup. 18.3

CONDIZIONE QUASI PERMANENTE

momento massimo 1544662
sigma f. inf. 174.2
sigma c. sup. 18.3

PRESSIONI SUL TERRENO

cedimento max. .65 sigma t. .65

cedimento min. .52 sigma t. .52

STATO LIMITE ULTIMO

MSd max. 2815590 MRd max. 4434370

x/du .14 ecu .0016 esu .01

8.1.2 Verifiche allo S.L.U. per sollecitazioni taglienti.

Sezione a sinistra dell'appoggio Pilastro 45:

Unità di misura : daN - cm

sezione a T rovescio

Htot 100 Hala 30 Bala 100 Banima 40

Area staffe 6.7 cmq/m

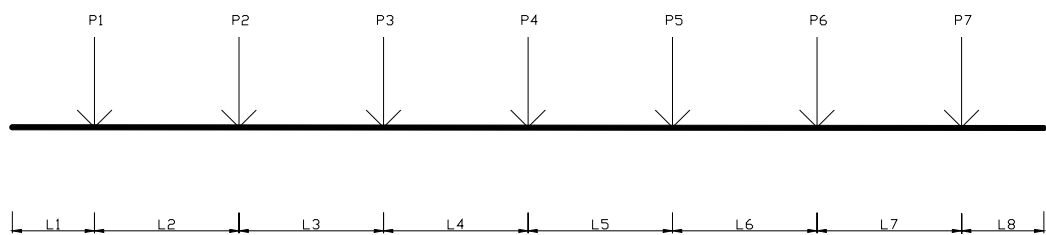
Vrd2 146953.1

Vsd positivo 20971

Vrd3 positivo 42593 (Vcd pos. 22888)

8.2 Travi di fondazione 9-12-13-14-15-16-17

Lo schema di calcolo è illustrato in figura.



dove:

$$L_1 = 50 \text{ cm};$$

$$L_2 = 390 \text{ cm};$$

$$L_3 = 400 \text{ cm};$$

$$L_4 = 400 \text{ cm};$$

$$L_5 = 370 \text{ cm};$$

$$L_6 = 370 \text{ cm};$$

$$L_7 = 240 \text{ cm};$$

$$L_8 = 50 \text{ cm};$$

$$K = 1.0 \text{ daN/cm}^3$$

Si hanno i seguenti carichi caratteristici:

$$P_1 = \text{Pilastro 9} / 2 = 112.55 / 2 + 30.11 / 2 = 71.33 \text{ kN}$$

$$P_2 = \text{Pilastro 12} = 101.55 + 26.76 = 128.31 \text{ kN}$$

$$P_3 = \text{Pilastro 13} = 87.46 + 25.44 = 112.9 \text{ kN}$$

$$P_4 = \text{Pilastro 14} = 86.97 + 24.95 = 111.92 \text{ kN}$$

$$P_5 = \text{Pilastro 15} = 83.43 + 23.58 = 107.01 \text{ kN}$$

$$P_6 = \text{Pilastro 16} = 76.97 + 20.99 = 97.96 \text{ kN}$$

$$P_7 = \text{Pilastro 17} / 2 = 142.95 / 2 + 35.48 / 2 = 89.22 \text{ kN}$$

8.2.1 Verifiche agli S.L.U. e S.L.E per sollecitazioni che provocano tensioni normali (flessione semplice).

Sezione alla campata 15-16:

Unità di misura : daN - cm

sezione a T rovescio

Htot 100 Hala 30 Bala 100 Banima 40

area superiore 3.39 cop. 5.4

area inferiore 5.65 cop. 5.4

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento minimo -754975

sigma f. sup. 135

sigma c. inf. 5.8

CONDIZIONE FREQUENTE

momento minimo -597441

sigma f. sup. 106.8

sigma c. inf. 4.6

CONDIZIONE QUASI PERMANENTE

momento minimo -597441

sigma f. sup. 106.8

sigma c. inf. 4.6

PRESSIONI SUL TERRENO

cedimento max. .43 sigma t. .43

cedimento min. .36 sigma t. .36

STATO LIMITE ULTIMO

MSd min. -1072719 MRd min. -1185692

x/du .04 ecu .0004 esu .01

Sezione all'appoggio Pilastro 12:

Unità di misura : daN - cm

sezione a T rovescio

Htot 100 Hala 30 Bala 100 Banima 40

area superiore 3.39 cop. 5.4

area inferiore 5.65 cop. 5.4

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

CONDIZIONE RARA

momento massimo 401928

sigma f. inf. 46.2

sigma c. sup. 4.8

CONDIZIONE FREQUENTE

momento massimo 336217

sigma f. inf. 38.6

sigma c. sup. 4

CONDIZIONE QUASI PERMANENTE

momento massimo 336217

sigma f. inf. 38.6

sigma c. sup. 4

PRESSIONI SUL TERRENO

cedimento max. .39 sigma t. .39

cedimento min. .33 sigma t. .33

STATO LIMITE ULTIMO

MSd max. 569271 MRd max. 1929824

x/du .08 ecu .0009 esu .01

8.2.2 Verifiche allo S.L.U. per sollecitazioni taglienti.

Sezione a sinistra dell'appoggio Pilastro 12:

Unità di misura : daN - cm

sezione a T rovescio

Htot 100 Hala 30 Bala 100 Banima 40

Area staffe 6.7 cmq/m

Vrd2 147221.3

Vsd positivo 8472

Vrd3 positivo 42670 (Vcd pos. 22930)

8.3 *Fondazione continua in corrispondenza della zona caldaia*

Analisi dei carichi:

Copertura zona caldaia :

$$[(6.00 + 6.20) + 1.30] \cdot 5.35 / 2 = 32.64 + 3.48 = 36.12 \text{ kN / m}$$

Peso proprio muro

$$5.60 \cdot 0.20 \cdot 25 = 28 \text{ kN / m}$$

Peso solaio piano a quota 1.30 m :

$$[(3.45 + 1.20) + 4.00] \cdot 2.25 / 2 = 5.23 + 4.50 = 9.73 \text{ kN / m}$$

Peso solaio copertura in latero-cemento della zona adiacente alla zona caldaia:

$$[(3.00 + 1.20) + 1.30] \cdot 4.10 / 2 = 8.61 + 2.67 = 11.28 \text{ kN / m}$$

Peso proprio fondazione :

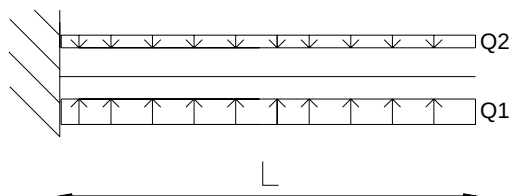
$$0.90 \cdot 0.30 \cdot 25 = 6.75 \text{ kN / m}$$

Totale : perm + acc = 81.23 + 10.65 = 91.88 kN

La pressione media del terreno è pari a :

$$\sigma_{t,\max} = N / A = 91.88 \cdot 10^2 / (90 \cdot 100) = 1.02 \text{ daN/cm}^2$$

Per la verifica si considera il seguente schema di calcolo:



$$L = 0.45 \text{ m}$$

$$Q_{1,\text{slu}} = \sigma_t^{\text{max}} \cdot 100 = 144 \text{ daN / cm} = 14400 \text{ daN / m}$$

$$Q_{2,\text{slu}} = 0.30 \cdot 2500 \cdot 1.00 \cdot 1.4 = 1050 \text{ daN/m}$$

$$M_{\text{max,slu}} = (Q_{1,\text{slu}} - Q_{2,\text{slu}}) \cdot L^2 / 2 = (14400 - 1050) \cdot 0.45^2 / 2 = 1352 \text{ daN m / m}$$

$$B = 100 \text{ cm};$$

$$H = 30 \text{ cm};$$

$$d' = 5.5 \text{ cm};$$

$$d = 24.5 \text{ cm};$$

$$A_s = A's = \phi 8/20 = 251 \text{ mm}^2$$

SLU			
M _{Sdu} [daNm/m]]	M _{Rdu} [daNm/m]]	def. a rottura	
		ε _c ‰	ε _s ‰
1352	2228	0.97	10.00