

STUDIO TECNICO ing. DIEGO SEDRAN

PROGETTAZIONI CIVILI ED INDUSTRIALI

Via NONCELLO, 28 - 33080 PORCIA (PN) TEL. 0434/33393  
C.F. SDR DGI 55M01Z133Q P.IVA:00474320934 FAX 0434/34149

COMUNE DI PORCIA

PROVINCIA DI PORDENONE

Oggetto: COSTRUZIONE DI TETTOIA PER COPERTURA POSTI AUTO

Committente: S.N.A.M. S.P.A.

RELAZIONE TECNICA  
ANALISI SISMICA  
RELAZIONE SULLE FONDAZIONI  
RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA

Porcia, marzo 2000

IL D.L. DELLE STRUTTURE

(Rif. Snam)



IL CALCOLATORE  
ing. Diego Sedran

ALLA DIREZIONE PROVINCIALE DEI SERVIZI TECNICI DI PORDENONE

OGGETTO : Relazione illustrativa

Oggetto delle opere : COSTRUZIONE DI TETTOIA PER COPERTURA POSTI AUTO

Ubicazione : COMUNE DI PORCIA F.n° , mapp.

Committente: S.N.A.M. S.P.A.

Materiali da impiegare

CALCESTRUZZO -classe R'bk 250 per fondazioni  
R'bk 300 per strutture in elevazione

- cemento tipo Portland 325 dosatura 300 kg/mc.

-inerti GHIAIA E SABBIA di fiume


ACCIAIO -Fe b 44kK ad aderenza migliorata  
-Fe360, Fe430 per carpenteria metallica

Porcia, marzo 2000

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE  
ing. Diego Sedran

Visto:

IL DIRETTORE DEI LAVORI STRUTTURALI



ALLA DIREZIONE PROVINCIALE DEI SERVIZI TECNICI DI PORDENONE

OGGETTO: Dichiarazione ai sensi dell'art.3 del D.P.G.R. n° 0164 del 05.04.1989,  
regolamento di attuazione della Legge Regionale n°27 del 09.05.1988.

Il sottoscritto,ing. DIEGO SEDRAN; residente in Porcia (PN),in via Noncello n°26 ,in qualita' di  
progettista delle strutture di:

COSTRUZIONE DI TETTOIA PER COPERTURA POSTI AUTO

di proprieta': S.N.A.M. S.P.A.

da erigersi sul terreno distinto in mappa del

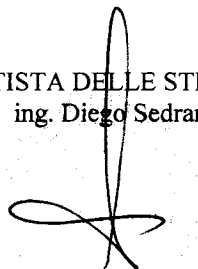
Comune di PORCIA F.n° , mapp.

DICHIARA

che la costruzione di cui sopra e' da ritenere appartenente alla categoria " B " di cui all'art. 2 del  
D.P.G.R. n° 0164 del 05.04.1989

Porcia, marzo 2000

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE  
ing. Diego Sedran



Comune di : PORCIA

Provincia di : PORDENONE

Committente : S.N.A.M. S.P.A.

Progetto : COSTRUZIONE DI TETTOIA PER COPERTURA POSTI AUTO

\*\*\*\*\*

Legge Regionale 26.07.1976 - art. 14 - N. 34

#### CERTIFICATO DI ASSEVERAZIONE

Il sottoscritto: ing. DIEGO SEDRAN in qualita' di Progettista delle strutture

#### A S S E V E R A

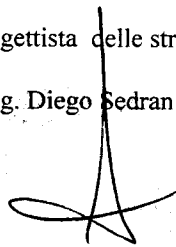
che tutte le opere strutturali sono state progettate in base:

- 1) Al disposto dell'art. 4 della legge 2.2.1974, n.64,concernente i "Provvedimenti per le costruzioni conparticolari prescrizioni per le zone sismiche" (art.4, 1mo comma, lettere C-D-E );
- 2) Al D.M. 16.01.1996 - "Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche";

Porcia, marzo 2000

Il Progettista delle strutture

ing. Diego Sedran



## 1 -PREMESSA

La seguente relazione riguarda la realizzazione di una tettoia aperta in Comune di Porcia (PN) per conto della ditta S.N.A.M. s.p.a..

La tettoia presenta dimensioni massime in pianta di ml. 18.00 di larghezza per ml 5.00 di lunghezza con una altezza utile sottotrave di ml 2.75.

I pilastri sono disposti secondo un interasse di 2.5 ml. e sono realizzati con profi a doppio T ad altezza variabile. Essi sono stati calcolati tenendo conto delle azioni statiche verticali e delle azioni orrizzontali (dovute al vento e al sisma di progetto).

L'ancoraggio delle colonne, viene eseguito mediante tirafondi filettati e precedentemente annegati nelle predisposte opere di fondazione con l'ausilio di "dime".

Alla sommità le colonne portano gli attacchi per le travi principali con struttura ad anima piena (della serie IPE) con lunghezza di ml. 5.0 irrigidite con una coppia di puntoni .

Una orditura di arcarecci a passo di ml. 1.20, eseguita in profilati del tipo a C, collega tutti i "telai" e sostiene i pannelli di copertura termo isolanti autoportanti tipo Monopanel..

### **Controventature di falda:**

Si predispongono controventi di falda dimensionati per trasferire le azioni orrizzontali agenti lungo le direzioni principali del fabbricato.

### **Fondazioni:**

Si adotta una soluzione a plinti collegati tra loro mediante cordoli.

## 2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 26/05/1965 n. 565 e D.M. 14/01/1966, relativi alle "Caratteristiche tecniche e requisiti dei leganti idraulici";
- D.M. 03/06/1968 riguardante "Nuove norme sui requisiti di accettazione e modalita' di prova degli agglomerati cementizi e delle calce idrauliche";
- Circ. LL.PP. 09/01/1980 n. 20049 emanata "Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato";
- Legge 05/11/1971 n° 1086, recante "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato armato e precompresso ed a struttura metallica" e relative istruzioni con circolare n° 11951 del 14/02/74 del Ministero dei Lavori Pubblici.
- "Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle opere di fondazione" emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici con circolare n. 3797 del 06/11/1967;
- D.M. LL.PP. 11/03/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilita' dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione";
- Circ. LL.PP. 24/09/88 n. 30483 "Istruzioni per l'applicazione del D.M. 11/03/88";
- D.M. LL.PP. 16/01/96 "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche";
- Legge 02/02/1974 n. 64, recante "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. LL.PP. 16/01/96 "Norme tecniche per la costruzione in zone sismiche";
- D.M. LL.PP. 16/01/96 Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi";
- Si prendono in considerazione inoltre le eventuali Normative Regionali specifiche in materia.

### 3.1 - CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

#### - Calcestruzzo

$$R'_{bk} \geq 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 97,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{bo} = 6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{b1} = 18,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_b = 311.770 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R'_{bk} \geq 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 85,00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{bo} = 5,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_{b1} = 16,86 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_b = 284.600 \text{ Kg/cm}^2$$

#### -- Acciaio d'armatura

Fe B 44k ad aderenza migliorata

$$\sigma_{amm} = 2200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_r = 4.400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_a = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$$

#### - Acciai per profilati e piatti

Fe 360

$$f_t = 3600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2350 \text{ Kg/cm}^2$$

I cond. di carico

$$\sigma_{adm} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

II cond. di carico

$$\sigma_{adm} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

Fe 430

$$f_t = 4300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2750 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{I cond. di carico } \sigma_{adm} = 1900 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{II cond. di carico } \sigma_{adm} = 2185 \text{ Kg/cm}^2$$

### 3.2 REQUISITI DEI MATERIALI

LEGANTI: devono impiegarsi esclusivamente leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia.

Si esclude l'impiego del cemento tipo "C".

INERTI: gli inerti naturali o di frantoio, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature.

La granulometria degli inerti deve essere commisurata alle caratteristiche geometriche della carpenteria ed all'ingombro delle armature.

A tale proposito viene osservato quanto detto in UNI 7163/72 con l'impiego della categoria di inerte corrispondente ai fusi granulometrici D 15 - D 30.

ACQUA: l'acqua per gli impasti deve essere limpida, priva di sali in percentuali dannose e non deve essere aggressiva.

ARMATURE: non devono essere eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali o ricoperte da sostanze che possano ridurre l'aderenza al conglomerato.

IMPASTI: la distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto ed al procedimento di messa in opera del conglomerato.

### 3.3 - CARATTERISTICHE COMPOSITIVE DEI CONGLOMERATI ARMATI

CALCESTRUZZO: i calcestruzzi saranno composti da cemento tipo Portland 325 o 425. Le dosature non dovranno essere inferiori a:

classe 250	q.li 2,50/m <sup>3</sup> di calcestruzzo
classe 300	q.li 3,00/m <sup>3</sup> di calcestruzzo

Il rapporto acqua/cemento corrispondente a valori di resistenza dovrà essere tenuto costante (0,5 - 0,6). Dova' essere tenuto conto dell'eventuale acqua presente negli inerti.

Dovrà, inoltre, essere garantita la costanza del proporzionamento previsto e l'uso di eventuali additivi subordinato alla assenza di aggressività.

ACCIAI: gli acciai ad aderenza migliorata in vergella dovranno presentarsi puliti ed esenti da ruggine squamosa.

Si dovranno sostituire le barre a sezione ridotta e le barre che durante la piegatura prestino fratture fragili.

### 3.4 CRITERI DI ANALISI E DI VERIFICA

Le strutture in calcestruzzo armato od in acciaio sono state progettate e verificate nelle sezioni maggiormente sollecitate, riunendo i paramentri meccanico-fisico-geometrico sui piani baricentrici delle strutture reali. I materiali si sono ipotizzati omogenei ed isotropi.

.Le ipotesi di carico sono state ririlevate dalle raccomandazioni N.R. U.N.I. 10012/81.

.Le tensioni massime indotte dai carichi sono state limitate entro i termini indicati dalla legge N. 1086 del 5/11/1971 e successivamente modificata.

Per quanto riguarda la verifica sismica, si è fatto riferimento alla legge 2 Febbraio 1974 n. 64 al D.M. 16 Gennaio 1996. Si è eseguita l'analisi statica.



#### 4 - ANALISI DEI CARICHI (D.M. 16-01-96)

##### 4.1 Struttura di copertura in acciaio

peso proprio travatura secondaria e pannelli di copertura	25 kg/m <sup>2</sup>
<u>sovraccarichi accidentali</u>	<u>160 kg/m<sup>2</sup></u>
TOTALE	185 kg/m <sup>2</sup>

4.2 Vento (su superficie verticale) 65 kg/m<sup>2</sup>

## 5 VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

### 5,1 Arcareccio di copertura

Carico totale ( $\text{kg/m}^2$ )  $q_0 = 185$

Nota: Non si considera l'effetto di depressione dovuto all'azione del vento che produce una riduzione del carico di progetto.

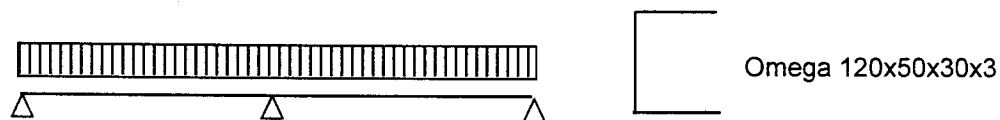
Arcarecci su n°	4 appoggi	n° rompitratte=	0			
Inclinazione falde ( $^\circ$ )	$\alpha =$	0,0				
Interasse arcarecci (m)	$i =$	1,20				
Luce arcarecci (m)	$L =$	2,50				
Coeff.	$\beta =$	1	Lunghezza inflessione	$L_0(\text{m})$	2,50	
Profilo	U80_40_3	Acciaio tipo =	Fe360	$f_y =$	2350	$E = 2100000$
$A(\text{cm}^2) =$	4,44	$J_x(\text{cm}^4) =$	43,0532	$\rho =$	1,196	
$W_x(\text{cm}^3)$	10,8	$W_y(\text{cm}^3) =$	2,145883	$\lambda =$	209	$\lambda^* = 2,23$
Curva=	c	coeff=	0,384	$\omega =$	5,974	

Carico verticale per unità di lunghezza ( $\text{kg/m}$ ):  $q = 222$

Carico lungo y ( $\text{kg/m}$ ):  $q_y = 222$

Carico lungo x ( $\text{kg/m}$ ):  $q_x = 0$

Schema:



Sollecitazioni flessionali massime:

$M_x = 138,75 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$M_y = 0,00 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Si assume un piano di falda non rigido trasversalmente al profilo

Corrispondente azione assiale massima (kg):

$N = 60 \text{ kg}$

Verifica di resistenza:

Tensione per flessione attorno ad x  $\sigma_1 = 1289 \text{ kg/cm}^2$

Tensione per flessione attorno ad y  $\sigma_2 = 0 \text{ kg/cm}^2$

Tensione per azione assiale  $\sigma_3 = 80,73 \text{ kg/cm}^2$

Tensione massima  $\sigma = 1370 \text{ kg/cm}^2$

Controllo della freccia:

$f_{\max} = 0,75 \text{ cm} \quad (L/200 = 1,25 \text{ cm})$

## 6 - ANALISI SISMICA (STATICA EQUIVALENTE) STRUTTURA IN ACCIAIO

Gli effetti sismici vengono valutati mediante un'analisi statica delle strutture, attraverso l'introduzione di forze statiche proporzionali ai pesi. Pertanto si verifica l'edificio soggetto ad un sistema di forze orizzontali agenti, non contemporaneamente, secondo due direzioni ortogonali tra loro.

La valutazione delle risultanti delle predette forze orizzontali per ogni piano, avviene secondo le seguenti espressioni:

$$F_i = K_{hi} \cdot W_i$$

$$K_{hi} = C \cdot R \cdot \beta \cdot \gamma_i \cdot \epsilon \cdot I$$

dove:  $C = (S-2)/100 = 0.07$  ( $S = 9$ )

$R = 1$  coeff. di risposta

$I = 1$  coeff. di protezione sismica

$\beta = 1,0$  coefficiente di struttura

$\epsilon = 1,0$  coefficiente di fondazione

$$W_i = G_i + sQ_i$$

con:  $G$  = peso permanente

$Q$  = accidentale

$s$  = coeff. di riduzione pari a:

= 0,33 per carichi accidentali

= 1.00 per azione verticale sisma

$\gamma_i = h_i \cdot \Sigma W / \Sigma (W \cdot h)$  coeff. di distribuzione

con  $h$  = quota del piano

L'analisi sismica viene condotta secondo un modello ad impalcato non rigido affidando ai pilastri l'azione derivante dai carichi statici direttamente sopportati.

## STRUTTURA PER PENSILINA

Numero nodi = 7  
 Numero aste = 8  
 Numero totale carichi nodali = 2  
 Numero carichi distribuiti sulle aste = 12  
 Numero carichi concentrati sulle aste = 0  
 Numero aste soggette a carico termico = 0  
 Numero coppie sulle aste = 0  
 Numero vincoli elastici e cedimenti = 0

 =====  
 COORDINATE NODALI E VINCOLI  
 =====

nodo	x	y	vx	vy	vr
1	250.000	0.000	1	1	1
2	250.000	160.000	0	0	0
3	250.000	290.000	0	0	0
4	0.000	290.000	0	0	0
5	60.000	290.000	0	0	0
6	440.000	290.000	0	0	0
7	500.000	290.000	0	0	0

 =====  
 CARATTERISTICHE DELLE ASTE  
 =====

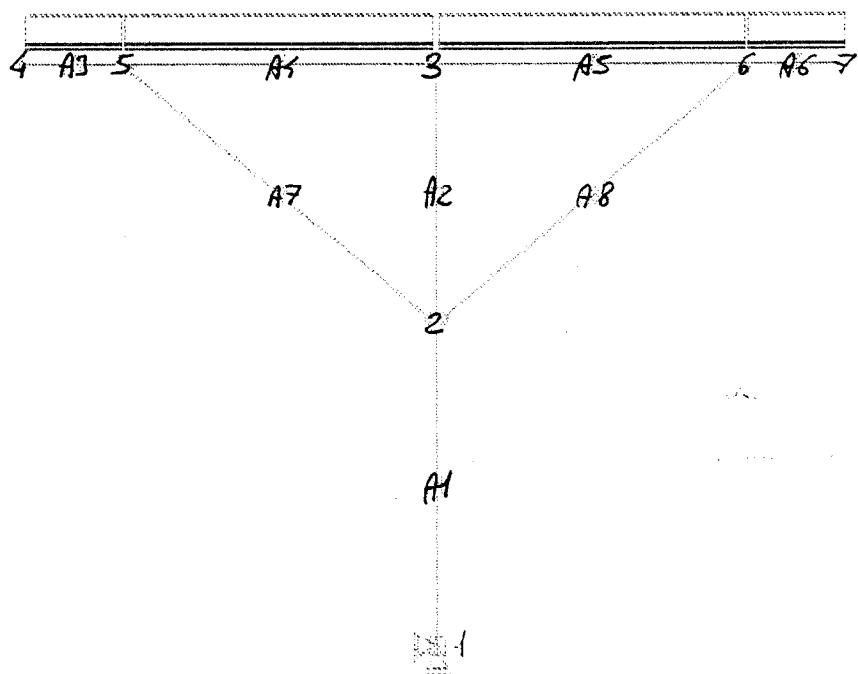
asta	lung.	nodo iniz.	nodo fin.	codice asta	codice sez.	area	inerzia
1	160.000	1	2	0	DT_1	50.000	8934.0000
2	130.000	2	3	0	DT_2	42.000	3990.0000
3	60.000	4	5	0	IPE160	20.100	869.0000
4	190.000	5	3	0	IPE160	20.100	869.0000
5	190.000	3	6	0	IPE160	20.100	869.0000
6	60.000	6	7	0	IPE160	20.100	869.0000
7	230.217	2	5	3	IPE160	20.100	869.0000
8	230.217	2	6	3	IPE160	20.100	869.0000

 =====  
 COMBINAZIONI DI CARICO  
 =====

Condizione di carico n. 1 : PERMANENTE  
 Condizione di carico n. 2 : ACCIDENTALE  
 Condizione di carico n. 3 : SISMA  
 Condizione di carico n. 4 : VENTO

c = Condizione elementare di carico  
 CB = Combinazione di carico

	c 1	c 2	c 3	c 4
CB 1	1.000	1.000	0.000	0.000

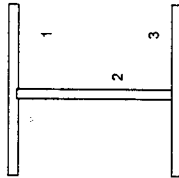


Sezione composta DT1

(Piatte a formare una sezione a doppio T)

Determinazione caratteristiche statiche

Dimensione max lungo x Dx= 12  
Dimensione max lungo y Dy= 35



Elemento	B	H	Area	Jxx	Jyy	xg	yg	A*x	A*y	A*(dx^2)	A*(dy^2)
1	12	1,0	12	1	144	6	33,5	72	402	9,47E-30	3164,109
2	0,8	33,0	26,4	2396	1	6	17,5	158,4	462	2,08E-29	1,496599
3	12	1,0	12	1	144	6	0,5	72	6	9,47E-30	3371,537
<b>Totali</b>			<b>50,4</b>	<b>2397,8</b>	<b>289,408</b>			<b>302,4</b>	<b>870</b>	<b>3,98E-29</b>	<b>6537,143</b>

Yg= 17,3 Xg= 6,0  
Jxtot= 8934,9 Jyot= 289,4  
Wy\_sx= 48,2 Wy\_dx= 48,2  
Wx\_sup= 503,7 Wx\_inf= 517,6

Raggi di inerzia

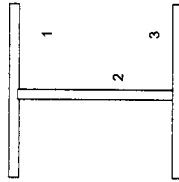
Iy= 13,31468 Ix= 2,396293

Sezione composta DT2

(Piatte a formare una sezione a doppio T)

Determinazione caratteristiche statiche

Dimensione max lungo x Dx= 12  
Dimensione max lungo y Dy= 25



Elemento	B	H	Area	Jxx	Jyy	xg	yg	A*x	A*y	A*(dx^2)	A*(dy^2)
1	12	1,0	12	1	144	6	23,5	72	282	9,47E-30	1527,678
2	0,8	23,0	18,4	811	1	6	12,5	110,4	230	1,45E-29	1,473834
3	12	1,0	12	1	144	6	0,5	72	6	9,47E-30	1647,452
<b>Totali</b>			<b>42,4</b>	<b>813,1333</b>	<b>288,9813</b>			<b>254,4</b>	<b>518</b>	<b>3,34E-29</b>	<b>3176,604</b>

Yg= 12,2 Xg= 6,0  
Jxtot= 3989,7 Jyot= 289,0  
Wy\_sx= 48,2 Wy\_dx= 48,2  
Wx\_sup= 312,1 Wx\_inf= 326,6

Raggi di inerzia

Iy= 9,70039 Ix= 2,61067

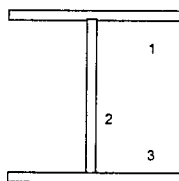
snam\_sc.XLS

**Sezione composta DT0 (base)**

(Piatte a formare una sezione a doppio T)

**Determinazione caratteristiche statiche**

Dimensione max lungo x Dx= 12  
Dimensione max lungo y Dy= 50



Elemento	B	H	Area	Jxx	Jyy	xg	yg	A*x	A*y	A*(dx^2)	A*(dy^2)
1	12	1,0	12	1	144	6	48,5	72	582	0	6735,905
2	0,8	48,0	38,4	7373	2	6	25	230,4	960	0	1,420118
3	12	1,0	12	1	144	6	0,5	72	6	0	7090,367
<b>Totali</b>			<b>62,4</b>	<b>7374,8</b>	<b>290,048</b>			<b>374,4</b>	<b>1548</b>	<b>0</b>	<b>13827,69</b>

Yg= 24,8 Xg= 6,0

Jxtot= 21202,5 Jytot= 290,0

Wy\_sx= 48,3 Wy\_dx= 48,3

Wx\_sup= 841,6 Wx\_inf= 854,7

**Raggi di inerzia**

ry= 18,43322 rx= 2,15597



CB 2	1.000	0.500	0.000	1.000
CB 3	1.000	0.330	1.000	0.000

=====

CONDIZIONI DI CARICO

=====

-----

CONDIZIONE DI CARICO N. 1 : PERMANENTE

-----

CARICHI LINEARMENTE VARIABILI SULLE ASTE

asta num.	car.assiale iniziale	car.assiale finale	car.normale iniziale	carico normale finale
3	0.000	0.000	-0.650	-0.650
4	0.000	0.000	-0.650	-0.650
5	0.000	0.000	-0.650	-0.650
6	0.000	0.000	-0.650	-0.650

-----

CONDIZIONE DI CARICO N. 2 : ACCIDENTALE

-----

CARICHI LINEARMENTE VARIABILI SULLE ASTE

asta num.	car.assiale iniziale	car.assiale finale	car.normale iniziale	carico normale finale
3	0.000	0.000	-4.000	-4.000
4	0.000	0.000	-4.000	-4.000
5	0.000	0.000	-4.000	-4.000
6	0.000	0.000	-4.000	-4.000

-----

CONDIZIONE DI CARICO N. 3 : SISMA

-----

CARICHI SUI NODI

nodo n.	Fx	Fy	M
3	69.000		

CARICHI LINEARMENTE VARIABILI SULLE ASTE

asta num.	car.assiale iniziale	car.assiale finale	car.normale iniziale	carico normale finale
3	0.000	0.000	-0.800	-0.800
4	0.000	0.000	-0.800	-0.800
5	0.000	0.000	-0.800	-0.800

6                      0.000                      0.000                      -0.800                      -0.800

-----  
CONDIZIONE DI CARICO N. 4 : VENTO  
-----

CARICHI SUI NODI

-----  
nodo n.                      Fx                      Fy                      M  
-----  
3                      98.000  
-----

=====

-----  
CONDIZIONE DI CARICO N. 1 : PERMANENTE  
-----

-----  
Nodo                      Spost. X                      Spost. Y                      Rotazione  
-----  
1                      0.0000                      0.0000                      0.0000  
2                      -0.0000                      -0.0005                      0.0000  
3                      -0.0000                      -0.0007                      0.0000  
4                      -0.0006                      -0.0034                      0.0000  
5                      -0.0006                      -0.0030                      -0.0000  
6                      0.0006                      -0.0030                      0.0000  
7                      0.0006                      -0.0034                      -0.0000  
-----

-----  
Nodo                      Reaz. X                      Reaz. Y                      Reaz. R  
-----  
1                      0.0000                      325.0000                      -0.0000  
-----

-----  
CONDIZIONE DI CARICO N. 2 : ACCIDENTALE  
-----

-----  
Nodo                      Spost. X                      Spost. Y                      Rotazione  
-----  
1                      0.0000                      0.0000                      0.0000  
2                      -0.0000                      -0.0030                      0.0000  
3                      -0.0000                      -0.0043                      0.0000  
4                      -0.0038                      -0.0209                      0.0001  
5                      -0.0038                      -0.0183                      -0.0000  
6                      0.0038                      -0.0183                      0.0000  
7                      0.0038                      -0.0209                      -0.0001  
-----

-----  
Nodo                      Reaz. X                      Reaz. Y                      Reaz. R  
-----  
1                      0.0000                      2000.0000                      -0.0000  
-----

-----  
CONDIZIONE DI CARICO N. 3 : SISMA  
-----

Nodo	Spost. X	Spost. Y	Rotazione
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0111	-0.0006	-0.0001
3	0.0329	-0.0009	-0.0002
4	0.0322	0.0372	-0.0001
5	0.0322	0.0282	-0.0002
6	0.0337	-0.0355	-0.0002
7	0.0337	-0.0456	-0.0002

Nodo	Reaz. X	Reaz. Y	Reaz. R
1	-69.0000	400.0000	20010.0000

CONDIZIONE DI CARICO N. 4 : VENTO

Nodo	Spost. X	Spost. Y	Rotazione
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0158	-0.0000	-0.0002
3	0.0467	-0.0000	-0.0003
4	0.0467	0.0588	-0.0002
5	0.0467	0.0453	-0.0002
6	0.0467	-0.0453	-0.0002
7	0.0467	-0.0588	-0.0002

Nodo	Reaz. X	Reaz. Y	Reaz. R
1	-98.0000	0.0000	28420.0000

=====

SOLLECITAZIONI LUNGO LE ASTE

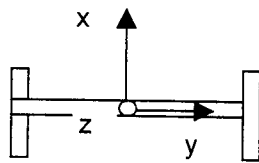
=====

X (rif.locale)		M	N	T
-----				
Asta 1 ( 1 - 2) -----				
Lunghezza = 160.00				
0.00	MAX	0.	-1325.	98.
	MIN	-28420.	-2325.	-0.
160.00	MAX	0.	-1325.	98.
	MIN	-12740.	-2325.	-0.
-----				
Asta 2 ( 2 - 3) -----				
Lunghezza = 130.00				
0.00	MAX	0.	-569.	109.
	MIN	-12740.	-998.	-0.
130.00	MAX	1439.	-569.	109.
	MIN	0.	-998.	-0.
-----				
Asta 3 ( 4 - 5) -----				
Lunghezza = 60.00				
0.00	MAX	0.	0.	0.
	MIN	-0.	0.	-0.
60.00	MAX	-4770.	0.	-159.
	MIN	-8370.	0.	-279.
-----				
Asta 4 ( 5 - 3) -----				
Lunghezza = 190.00				
0.00	MAX	-4770.	970.	384.
	MIN	-8370.	547.	215.
190.00	MAX	-11697.	970.	-288.
	MIN	-19263.	547.	-499.
-----				
Asta 5 ( 3 - 6) -----				
Lunghezza = 190.00				
0.00	MAX	-10259.	970.	499.
	MIN	-19263.	558.	281.
190.00	MAX	-4770.	970.	-223.
	MIN	-8370.	558.	-384.

X (rif.locale)		M	N	T
-----				
Asta 6 ( 6 - 7) -----				
Lunghezza = 60.00				
0.00	MAX	-4770.	-0.	279.
	MIN	-8370.	-0.	159.
60.00	MAX	0.	-0.	0.
	MIN	0.	-0.	0.
Asta 7 ( 2 - 5) -----				
Lunghezza = 230.22				
0.00	MAX	-0.	-663.	0.
	MIN	-0.	-1175.	-0.
230.22	MAX	0.	-663.	0.
	MIN	-0.	-1175.	-0.
Asta 8 ( 2 - 6) -----				
Lunghezza = 230.22				
0.00	MAX	-0.	-676.	0.
	MIN	-0.	-1175.	-0.
230.22	MAX	0.	-676.	0.
	MIN	-0.	-1175.	-0.

## Montante (asta n° 1)

Verifica di stabilità



Azione assiale	N=	-2350 kg
Azione flettente max.	M <sub>y</sub> =	0 kg*m
Azione flettente max.	M <sub>x</sub> =	284 kg*m
Azione flett. di calcolo	M <sub>y</sub> =	0 kg*m
Azione flett. di calcolo	M <sub>x</sub> =	284 kg*m

Profilato tipo: DT0

Acciaio tipo = Fe360 fy= 2350 E= 2100000 Curva= a

Caratteristiche asta comp.:

A(cm <sup>2</sup> )=	62	px=	2,15	Jx(cm <sup>4</sup> )=	21202	Wx(cm <sup>3</sup> )=	840
		py=	18,4	Jy(cm <sup>4</sup> )=	290	Wy(cm <sup>3</sup> )=	48

Lunghezza : L= 160 βx= 2

βy= 2

Snellezza massima: λ0= 149 λ\*= 1,58

Coefficiente di amplificazione per compressione: cf= 0,158 ω= 4,406709

Verifica : asta compressa Si assume ω= 4,41

Carico critico euleriano (kg)= Pc= -4287020

Tensione per flessione(kg/cm<sup>2</sup>) attorno asse locale y σ1= 0

Tensione per flessione(kg/cm<sup>2</sup>) attorno asse locale x σ2= 34

Tensione per azione assiale (kg/cm<sup>2</sup>)= σ3= -167

Tensione normale totale (kg/cm<sup>2</sup>)= σ= 201

Verifica di resistenza Azione assiale N= -2350 kg

Azione flettente M<sub>x</sub>= 284 kg\*m

Azione flettente M<sub>y</sub>= 0 kg\*m

Tensione per flessione(kg/cm<sup>2</sup>) attorno asse locale x σ1= 34

Tensione per flessione(kg/cm<sup>2</sup>) attorno asse locale y σ1= 0

Tensione per azione assiale (kg/cm<sup>2</sup>)= σ2= -38

Tensione normale totale (kg/cm<sup>2</sup>)= σ= 72

# Trave in copertura(asta n° 4)

Verifica di stabilità	Azione assiale	N=	547 kg		
	Azione flettente max.	M_y=	0 kg*m		
	Azione flettente max.	M_x=	565 kg*m		
	Azione flett. di calcolo	M_y=	0 kg*m		
	Azione flett. di calcolo	M_x=	565 kg*m		
Profilato tipo:	IPE 160				
Acciaio tipo =	Fe360	f_y=	2350	E=	2100000
Curva= c					
Caratteristiche asta comp.:					
A(cm^2)=	20	$\rho_x=$	6,58	Jx(cm^4)=	869
		$\rho_y=$	1,84	Jy(cm^4)=	68
				Wx(cm^3)=	109
				Wy(cm^3)=	16,7
Lunghezza :					
		L=	60	$\beta_x=$	2
				$\beta_y=$	2
Snellezza massima:					
		$\lambda_0=$	65	$\lambda^*=$	0,69
Coefficiente di amplificazione per compressione:					
		cf=	0,384	$\omega=$	4,957252
Verifica : asta tesa					
		Si assume		$\omega=$	1,00
Carico critico euleriano (kg)=				P_c=	-1249499
Tensione per flessione(kg/cm^2) attorno asse locale y				$\sigma_1=$	0
Tensione per flessione(kg/cm^2) attorno asse locale x				$\sigma_2=$	518
Tensione per azione assiale (kg/cm^2)=				$\sigma_3=$	27
Tensione normale totale (kg/cm^2)=				$\sigma=$	545
Verifica di resistenza					
	Azione assiale	N=	547 kg		
	Azione flettente	M_x=	565 kg*m		
	Azione flettente	M_y=	0 kg*m		
Tensione per flessione(kg/cm^2) attorno asse locale x				$\sigma_1=$	518
Tensione per flessione(kg/cm^2) attorno asse locale y				$\sigma_1=$	0
Tensione per azione assiale (kg/cm^2)=				$\sigma_2=$	27
Tensione normale totale (kg/cm^2)=				$\sigma=$	546

# **Puntone (asta n° 7)**

Verifica di stabilità	Azione assiale	N=	-1175 kg
	Azione flettente max.	M <sub>y</sub> =	0 kg*m
	Azione flettente max.	M <sub>x</sub> =	0 kg*m
	Azione flett. di calcolo	M <sub>y</sub> =	0 kg*m
	Azione flett. di calcolo	M <sub>x</sub> =	0 kg*m

Profilato tipo: IPE 160

Acciaio tipo = Fe360 fy= 2350 E= 2100000 Curva= c

Caratteristiche asta comp.:

A(cm <sup>2</sup> )= 20	ρ <sub>x</sub> = 6,58	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )= 869	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )= 109
	ρ <sub>y</sub> = 1,84	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )= 68	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )= 16,7

Lunghezza :	L= 60	β <sub>x</sub> = 2
		β <sub>y</sub> = 2

Snellezza massima:	λ <sub>0</sub> = 65	λ <sub>*</sub> = 0,69
--------------------	---------------------	-----------------------

Coefficiente di amplificazione per compressione:	cf= 0,384	ω= 4,957252
--	-----------	-------------

Verifica : asta compressa	Si assume	ω= 4,96
---------------------------	-----------	---------

Carico critico euleriano (kg)=	P <sub>c</sub> = -1249499
--------------------------------	---------------------------

Tensione per flessione(kg/cm <sup>2</sup> ) attorno asse locale y	σ <sub>1</sub> = 0
---	--------------------

Tensione per flessione(kg/cm <sup>2</sup> ) attorno asse locale x	σ <sub>2</sub> = 0
---	--------------------

Tensione per azione assiale (kg/cm <sup>2</sup> )=	σ <sub>3</sub> = -290
--	-----------------------

Tensione normale totale (kg/cm <sup>2</sup> )=	σ= 290
--	--------

Verifica di resistenza	Azione assiale	N= -1175 kg
------------------------	----------------	-------------

	Azione flettente	M <sub>x</sub> = 0 kg*m
--	------------------	-------------------------

	Azione flettente	M <sub>y</sub> = 0 kg*m
--	------------------	-------------------------

Tensione per flessione(kg/cm <sup>2</sup> ) attorno asse locale x	σ <sub>1</sub> = 0
---	--------------------

Tensione per flessione(kg/cm <sup>2</sup> ) attorno asse locale y	σ <sub>1</sub> = 0
---	--------------------

Tensione per azione assiale (kg/cm <sup>2</sup> )=	σ <sub>2</sub> = -58
--	----------------------

Tensione normale totale (kg/cm <sup>2</sup> )=	σ= 58
--	-------



### Azioni trasversali al "telaio"

Si dimensiona il piedritto prendendo in considerazione l'azione flettente indotta dal vento.

Si assume una fascia di carico della larghezza della copertura e con altezza 60 cm. posta in corrispondenza della quota di copertura. Tale azione viene addebitata al singolo piedritto.

Azione orizzontale:  $Q = p_v * 5.0 * 0.6 = 195 \text{ kg}$

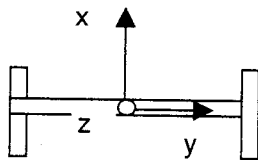
Sollecitazione alla base:  $M = Q * 2.9 = 565 \text{ kgm}$

Tale sollecitazione è più gravosa di quella sismica.

La ve

## Montante (asta n° 1) - Azioni trasversali

Verifica di stabilità



Azione assiale	N=	-2350 kg
Azione flettente max.	M <sub>y</sub> =	565 kg*m
Azione flettente max.	M <sub>x</sub> =	0 kg*m
Azione flett. di calcolo	M <sub>y</sub> =	565 kg*m
Azione flett. di calcolo	M <sub>x</sub> =	0 kg*m

Profilato tipo: DT0

Acciaio tipo = Fe360  $f_y = 2350$   $E = 2100000$  Curva= a

Caratteristiche asta comp.:

A(cm <sup>2</sup> )=	62	$\rho_x = 2,15$	J <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )=	21202	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )=	840
		$\rho_y = 18,4$	J <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )=	290	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )=	48

Lunghezza : L= 160  $\beta_x = 2$

$\beta_y = 2$

Snellezza massima:  $\lambda_0 = 149$   $\lambda^* = 1,58$

Coefficiente di amplificazione per compressione:  $c_f = 0,158$   $\omega = 4,406709$

Verifica : asta compressa Si assume  $\omega = 4,41$

Carico critico euleriano (kg)=  $P_c = -4287020$

Tensione per flessione(kg/cm<sup>2</sup>) attorno asse locale y  $\sigma_1 = 1178$

Tensione per flessione(kg/cm<sup>2</sup>) attorno asse locale x  $\sigma_2 = 0$

Tensione per azione assiale (kg/cm<sup>2</sup>)=  $\sigma_3 = -167$

Tensione normale totale (kg/cm<sup>2</sup>)=  $\sigma = 1345$

Verifica di resistenza Azione assiale N= -2350 kg

Azione flettente M<sub>x</sub>= 0 kg\*m

Azione flettente M<sub>y</sub>= 565 kg\*m

Tensione per flessione(kg/cm<sup>2</sup>) attorno asse locale x  $\sigma_1 = 0$

Tensione per flessione(kg/cm<sup>2</sup>) attorno asse locale y  $\sigma_1 = 1177$

Tensione per azione assiale (kg/cm<sup>2</sup>)=  $\sigma_2 = -38$

Tensione normale totale (kg/cm<sup>2</sup>)=  $\sigma = 1215$

## 7 - RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E RELAZIONE GEOLOGICO - TECNICA

### OGGETTO:

Costruzione di tettoia aperta in struttura metallica.

### PREMESSA

La presente indagine ha lo scopo di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni presenti nell'area in esame per verificare la compatibilità dell'intervento in oggetto.

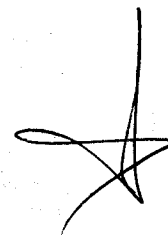
In ottemperanza ai provvedimenti normativi che regolano le competenze in materia edilizia (D.M. 11-03-1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e le rocce) si è proceduto alla raccolta bibliografica delle indagini effettuate in altre occasioni in corrispondenza e nelle vicinanze dell'area in esame.

### UBICAZIONE:

Il manufatto in progetto di realizzazione è ubicato in Comune di Porcia.


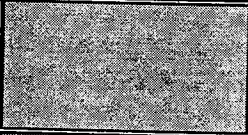
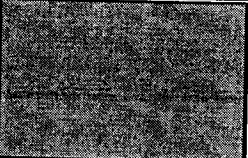
### NATURA LITOLOGICA DEL TERRENO E SUO ASSETTO STRUTTURALE

Dagli interventi eseguiti nelle vicinanze, risulta che l'area dove andrà a sorgere la struttura oggetto del calcolo, fa parte di una zona di strutture tettoniche secondarie di potenziale importanza sismica, strutture ubicate marginalmente rispetto ad una struttura a decorso ipotizzato.



### STRATIGRAFIA

Dai sondaggi eseguiti in sito si evince la seguente:

Prof. m	H strato	Stratigrafia	Descrizione dei litotipi
0,4	0,4		Terreno vegetale
1,5	1,1		Sabbia mista a ghiaie e limi
			Ghiaia mista a livelletti argillosi

### CRITERI E VALORI GEOTECNICI

Lo schema di comportamento statico ed elastico del suolo è assunto come quello di un corpo elastico, omogeneo ed isotropo.

Il valore geotecnico di pressione ammissibile è assunto pari a 1.5 kg/cmq con un fattore di sicurezza minimo  $F=3$ . Tale valore deriva dal calcolo della resistenza al taglio senza drenaggio, dalle relazioni dell'Hermentier e del Terzaghi per fondazioni continue.

Per il terreno di fondazione si sono assunti i seguenti parametri di calcolo.

Peso di volume del terreno	1.8 t/mc
Coesione	$c=0$ t/mq
Angolo di attrito (condizioni statiche)	$38^\circ$
Angolo di attrito (condizioni dinamiche)	$35^\circ$

### RISCHIO SISMICO

I parametri geodinamici del sito sono stati ricavati dalla relazione geologica allegata

Si ritiene di poter assumere:

Coefficiente di fondazione	$\varepsilon=$ 1.0
----------------------------	--------------------

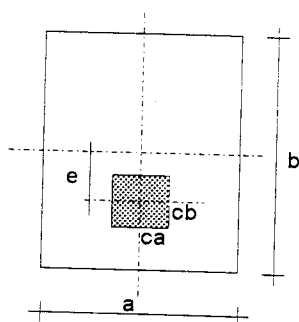
Va infine rilevato che in base alle considerazioni fatte sono da escludersi possibili fenomeni di liquefazione in caso di evento sismico.

#### CONCLUSIONI E SCELTE PROGETTUALI

In considerazione delle caratteristiche del terreno sopra riportate e delle caratteristiche dell'opera, dell'entità dei carichi trasmessi al terreno e del tipo di struttura che li trasmette si è scelta una tipologia di fondazione del tipo superficiale a plinti e a trave rovescia.

## 7.1 Plinto tipo (azioni longitudinali al telaio)

Schema:



Dimensioni plinto (cm):

a= 80      b= 130      h= 50

Quota base plinto

hb= 60

Dimensioni pilastro (o blocco rigido) :

ca= 20      cb= 30

Combinazione n° 1      Nmax+Sisma x-x

Coeff. contemporaneità accidentali 1

	N (kg)	e (m)	M (kg*m)
Totali base pil.	2325	0	0
Pannelli	0	0	0
Murature	0	0	0
Plinto	1300	0	0
Terreno	127	0	0
Ecc. strutt.	0	0	0
Sisma/Vento	0	0	284
<b>Totali</b>	<b>3752,4</b>		<b>284</b>

Azione tagliante a base pilastro (kg): 98

Soll. flettente complessiva (kg\*m) 318,3

Pressione sul terreno:

Eccentricità (cm)= 8,48      Sezione interamente reagente

Pressione max. (kg/cm<sup>2</sup>)= -0,50

Pressione min. (kg/cm<sup>2</sup>)= -0,13      Pos. asse neutro x= esterno alla sez.

Verifica a punzonamento/taglio:

Tensione tangenziale (kg/cm<sup>2</sup>)      τ= 0,83

Verifica plinto tipo snello (alfa= 45 °)

Sezione di verifica (dal bordo maggiormente compresso) X(cm)= 50

Momento di verifica (kg\*m): -317

Armatura min. in zona tesa:

Copriferro (cm): 5 Tensione amm. (kg/cm<sup>2</sup>): 2200

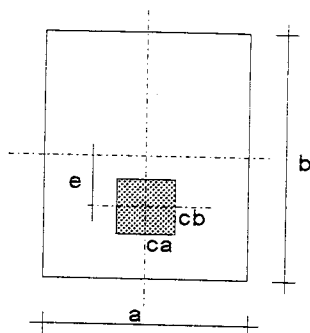
Area acciaio (cm<sup>2</sup>): 0,36

Si dispone una analoga armatura nelle due direzioni

Armatura minima	n° Staffe	1 Diametro	12
	n° Piegati	0 Diametro	0

## 7.2 Plinto tipo (azioni trasversali al telaio)

Schema:



Dimensioni plinto (cm):

a= 130      b= 80      h= 50

Quota base plinto

hb= 60

Dimensioni pilastro (o blocco rigido) :

ca= 30      cb= 20

Combinazione n° 1      Nmax+Sisma x-x

Coeff. contemporaneità accidentali 1

	N (kg)	e (m)	M (kg*m)
Totali base pil.	2325	0	0
Pannelli	0	0	0
Murature	0	0	0
Plinto	1300	0	0
Terreno	127	0	0
Ecc. strutt.	0	0	0
Sisma/Vento	0	0	565
<b>Totali</b>	<b>3752,4</b>		<b>565</b>

Azione tagliante a base pilastro (kg): 195

Soll. flettente complessiva (kg\*m) 633,25

Pressione sul terreno:

Eccentricità (cm)=	16,88	Sezione parzializzata
Pressione max. (kg/cm <sup>2</sup> )=	-0,83	
Pressione min. (kg/cm <sup>2</sup> )=	0,00	Pos. asse neutro x= 69,3724

Verifica a punzonamento/taglio:





Tensione tangenziale (kg/cm<sup>2</sup>)       $\tau =$       0,83  
 Verifica plinto tipo snello      (alfa=      59 °)  
 Sezione di verifica (dal bordo maggiormente compresso)      X(cm)=      30  
 Momento di verifica (kg\*m):      -346  
 Armatura min. in zona tesa:  
 Copriferro (cm):      5      Tensione amm. (kg/cm<sup>2</sup>):      2200  
    Area acciaio (cm<sup>2</sup>):      0,39  
    Si dispone una analoga armatura nelle due direzioni  
 Armatura minima      n° Staffe      1 Diametro      12  
    n° Piegati      0 Diametro      0

