

COMUNE DI S.ANTONINO DI SUSÀ  
Città Metropolitana di Torino

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

PER L'INTERVENTO DI AMMODERNAMENTO  
IMPIANTI DI ILLUMINAZIONE PUBBLICA  
ED IMPIANTI SEMAFORICI

Titolo:

RELAZIONE SPECIALISTICA  
OPERE IN CEMENTO ARMATO

Data : 27/07/2018  
Rev. 00 : emissione  
Rif. n° : 04-18

R.U.P.

IMPRESA

PROGETTISTA



Andrea COLOMBO  
Ingegnere

Studio: piazza Velino, 8 - 10050 San Giorio di Susa (TO)  
Tel. 0122 49378 - Fax 1786018874 - Cell. 329 9028226  
E-mail: andrea.colombo.ing@gmail.com

PROGETTISTA Strutturale



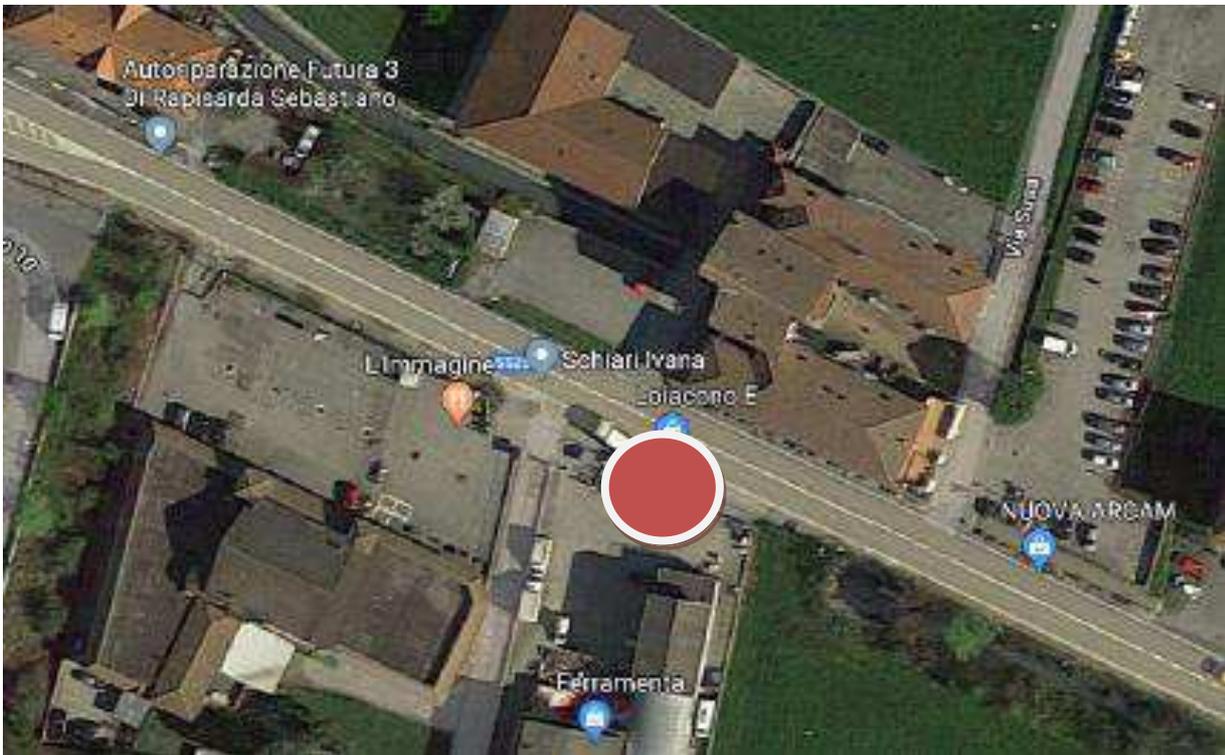
## COMUNE DI S.ANTONINO DI SUSA

### *Relazione Specialistica opere in cemento armato*

### *Relazione tecnica e di calcolo*

## 1. PREMESSA

La presente relazione accompagna il progetto per la realizzazione dell'impianto semaforico per passaggio pedonale al km tra il 35+50 ed il 35+100 della S.S. 25 nel Comune di SAN ANTONINO di SUSA (TO).



VISTA AEREA DELL'AREA D'INTERVENTO

## 2. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Le opere strutturali comprese nel presente progetto riguardano due plinti di fondazione per l'alloggiamento dei pali di sostegno dei semafori.

I pali sono del tipo a sbraccio ed hanno le seguenti dimensioni complessive:

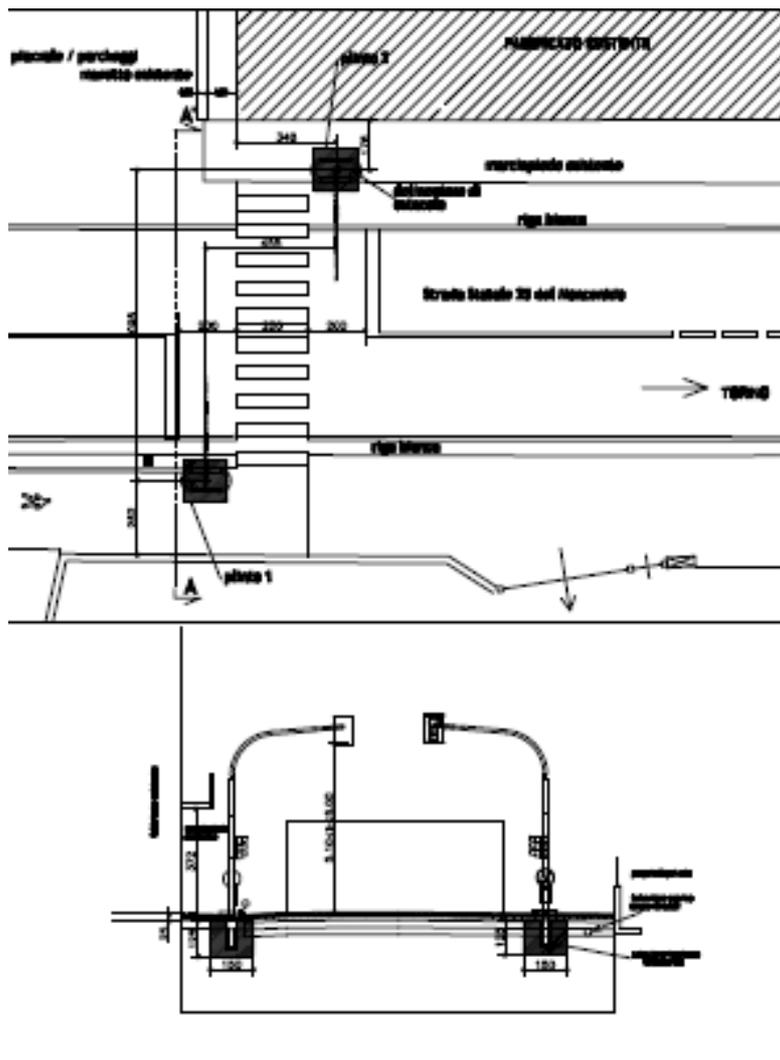
- altezza compresa tra 510 e 600 cm fuori terra e sbraccio di 400 cm;

Il plinto di fondazione, uguale per i due pali, ha dimensione in pianta di cm 150x150 ed altezza di 125 cm con un foro al centro, per l'alloggiamento dei pali, di diametro 30 cm e profondo 100 cm.

La quota di imposta dei plinti è prevista ad una profondità di almeno 150 cm dal piano campagna attuale.

Per quanto riguarda il dimensionamento e le verifiche statiche dei pali in acciaio occorre fare riferimento alla documentazione di accompagnamento della fornitura dei pali stessi.

### PIANTA E SEZIONE DI PROGETTO



### **3. INQUADRAMENTO NORMATIVO DELL'INTERVENTO**

#### **3.1 Riferimenti normativi**

Per il calcolo delle azioni e le verifiche di sicurezza si fa riferimento alle seguenti norme e relative istruzioni:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche". Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

C.N.R. n. 10024/1986 "Analisi di strutture mediante elaboratore. Impostazione e Redazione delle relazioni di calcolo"

DM.14/01/2008 e s.m.i. "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) " Norme tecniche per le Costruzioni"

Eurocodice 7 - "Progettazione geotecnica" - ENV 1997-1.

## 4. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO

### 4.1. Classificazione dell'opera

Secondo quanto previsto dal Cap. 2 del D.M. 14/01/2008 e successivo D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) " Norme tecniche per le Costruzioni" ed ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese, alla costruzione sono stati attribuiti i seguenti parametri:

- Tipo di costruzione: *tipo 2*
- Vita nominale:  $V_N = 50 \text{ anni}$
- Classe d'uso: *Classe II*
- Periodo di riferimento:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50 \text{ anni}$

### 4.2. Classificazione del sito di costruzione

In riferimento alle prescrizioni di cui al par. 3.2 del D.M. 14/01/2008 sono stati adottati i seguenti parametri:

- Categoria del sottosuolo: *E*
- Categoria topografica: *T1*
- Amplificazione topografica:  $S_T = 1$
- Zona sismica del sito: *3*
- Coordinate del sito: *Long. Est = 7.259843* *Lat. Nord = 45.108253*

### 4.3. Individuazione del tipo di costruzione e tipologia strutturale

Il *tipo di costruzione* è individuabile all'interno del punto 4.2 "Costruzioni di acciaio" del D.M. 14/01/2008.e successivo D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) " Norme tecniche per le Costruzioni"

## 5. CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

### 5.1. Codice di calcolo

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo semiprobabilistico agli stati limite (SLU ed SLE) facendo ricorso all'elaboratore elettronico ed utilizzando il seguente programma di calcolo: ACCA

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

### 5.2 Valutazione dell'azione sismica

La valutazione della spinta del terreno in zona sismica, secondo quanto prevede il D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" al § 3.2.3 e al § 7.11.6.2.1, è stata eseguita utilizzando metodi *pseudo-statici*.

Il procedimento per la definizione dei parametri sismici di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti d'amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

L'utilizzo di metodi pseudo-statici, consente di ricondurre l'azione sismica, che è un'azione dinamica variabile nel tempo e nello spazio, ad un insieme di forze statiche equivalenti, orizzontali e verticali, mediante l'utilizzo di coefficienti sismici, che dipendono dalla zona sismica, dalle condizioni locali e dall'entità degli spostamenti ammessi per l'opera considerata. Tali coefficienti vengono utilizzati, oltre che per valutare le forze di inerzia sull'opera, anche per determinare la spinta retrostante il muro, mediante l'utilizzo della teoria di *Mononobe Okabe*.

Come specificato al § 7.11.6.2.1, in assenza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$ , devono essere calcolati come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ )

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\alpha_m$  di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito è pari a:

$\alpha_m = 0.38$  nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV)

$\alpha_m = 0.47$  nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD)

Lo stato limite di ribaltamento è trattato impiegando coefficienti parziali unitari sulle azioni e sui parametri geotecnici e utilizzando valori di  $\alpha_m$  incrementati del 50% rispetto a quelli innanzi indicati e comunque non superiori all'unità. Si riepilogano di seguito i dati generali di analisi sismica

### 5.3. Parametri della costruzione

Ai fini del rispetto del par. 7.2 e relativi sottoparagrafi del D.M. 14/01/2008 e D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42, sono stati definiti i seguenti valori di progetto:

- Classe di duttilità: CD "B"
- Regolarità in pianta e regolarità in altezza:  
*No. Trattandosi di struttura particolare, non riconfigurabile nelle tipologie previste, si ritiene corretto (e comunque poco influente sui calcoli della fondazione vista la dimensione della struttura) applicare la non regolarità e quindi un coefficiente di struttura minore.*
- Tipologia strutturale: *strutture a mensola o a pendolo inverso*
- Fattore di struttura:  $q = q_0 \times K_R = 2 \times 0.80 = 1.60$
- Requisiti delle fondazioni e collegamenti tra le fondazioni:  
*La fondazione adottata è del tipo a plinto diretto. Vista l'entità della struttura e le dimensioni dei plinti, risulta sicuramente compatibile con la capacità portante del terreno. Da risultati di prove in siti posti nelle immediate vicinanze a quello in oggetto si è rilevato che il piano di fondazione, per quanto di caratteristiche geotecniche abbastanza scadenti, può sostenere una pressione ammissibile di circa 0.9 kg/cmq, abbondantemente inferiore a quella derivante dai calcoli effettuati.*  
*Le fondazioni sono state dimensionate e verificate nel rispetto del par. 7.2.5 del D.M. 14/01/2008.*

### 5.4. Criteri di definizione del modello

Nella definizione del modello della struttura sono stati seguiti i seguenti criteri:

- Il modello della struttura è stato imputato in modo tridimensionale avendo cura di rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni di massa, rigidità e resistenza;
- Per la definizione della rigidità e resistenza del sistema strutturale non sono stati considerati gli elementi secondari;
- Per rappresentare la rigidità degli elementi strutturali sono stati adottati modelli lineari;
- Le azioni conseguenti al moto sismico sono state modellate direttamente con l'impiego di spettri di risposta;
- È stata tenuta in conto la variabilità spaziale del moto sismico mediante l'inserimento di una eccentricità accidentale alla posizione del centro di massa derivante dal calcolo e la considerazione del momento torcente relativo.

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite.

Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Le verifiche sono effettuate sia direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio, mentre per le azioni dovute al sisma ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica, sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)

Nel modello vengono tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi.

L'analisi delle sollecitazioni viene condotta in fase elastica lineare tenendo conto eventualmente degli effetti del secondo ordine.

Le sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche sono ottenute da analisi dinamiche nodali.

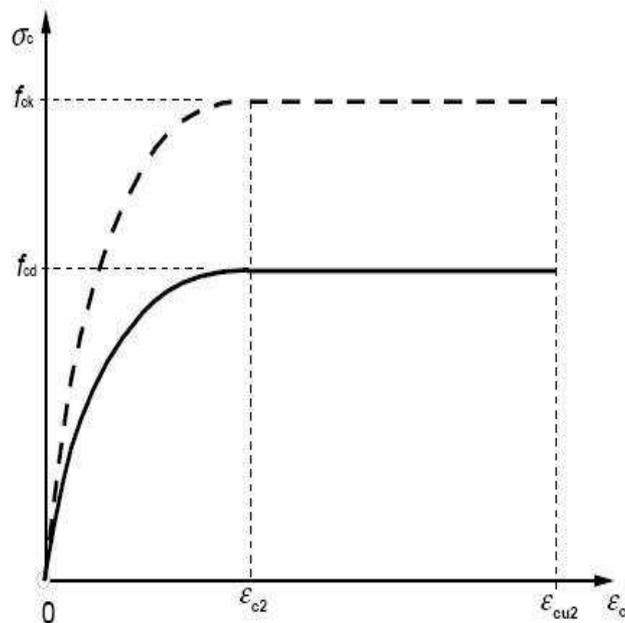
I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Il modello di calcolo tiene in conto l'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali con elementi plinto, trave o piastra su suolo elastico alla Winkler.

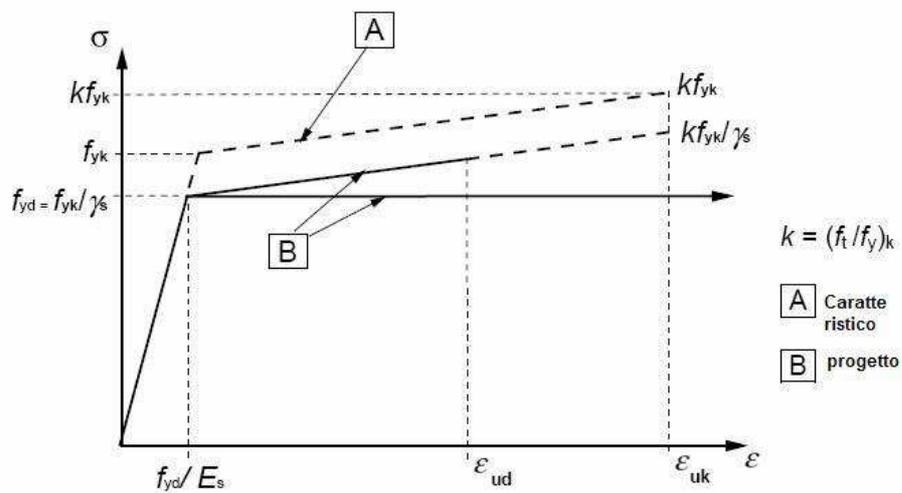
I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono elastico lineari

Per le verifiche sezionali i legami utilizzati sono:

LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO



LEGAME ELASTICO PERFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE O DUTTILITÀ LIMITATA PER L'ACCIAIO



Il modello di calcolo utilizzato risulta rappresentativo della realtà fisica per la configurazione finale anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

## 6. METODO DI ANALISI

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 14.01.2008, D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) " Norme tecniche per le Costruzioni ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- analisi dinamica nodale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica;
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

La componente verticale dell'azione sismica è stata presa in considerazione in quanto sono presenti elementi a mensola di luce superiore a 4 m.

L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi nodale. L'analisi dinamica considerata è tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze modali che vengono applicate su ciascun nodo spaziale (tre forze, in direzione X, Y e Z, e tre momenti).

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale, pertanto sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace.

I valori stampati nei tabulati finali allegati sono proprio i suddetti valori efficaci e pertanto l'equilibrio ai nodi perde di significato. I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinate linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento glo

## 7. MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati calcestruzzo di tipo C20/25 (resistenza caratteristica  $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ) armato con barre di acciaio ad aderenza migliorata di tipo B450C (resistenza caratteristica  $F_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ ).

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati nelle due tabelle a continuazione.

Caratteristiche Calcestruzzo	Valore	u.m
Classe	C20/25	
Peso specifico	25.000	$[\text{N/m}^3]$
Coefficiente di dilatazione termica	0,000010	$[1/^\circ\text{C}]$
Modulo elastico normale	30.200	$[\text{N/mm}^2]$
modulo elastico tangenziale	12.583	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza caratteristica del materiale $R_k$	25,0	$[\text{N/mm}^2]$
Coefficiente di sicurezza allo SLU del materiale $\gamma$	1,50	
Percentuale di riduzione di $Rid_{f_{mk}}$	85	
Coefficiente di omogeneizzazione $n$	15	
Resistenza di calcolo a trazione $f_t$	1,06	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza a rottura per flessione $f_c$	2,72	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza tangenziale di calcolo $\tau R$	0,31	$[\text{N/mm}^2]$

Caratteristiche acciaio	Valore	u.m
Classe	B450C	
Peso specifico	78.500	$[\text{N/m}^3]$
Coefficiente di dilatazione termica	0,000010	$[1/^\circ\text{C}]$
Modulo elastico normale	21.000	$[\text{N/mm}^2]$
modulo elastico tangenziale	80.769	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza caratteristica del materiale $R_k$	450	$[\text{N/mm}^2]$
Coefficiente di sicurezza allo SLU del materiale $\gamma$	1,15	
Percentuale di riduzione di $Rid_{f_{mk}}$	0	
Coefficiente di omogeneizzazione $n$	1,0	
Resistenza di calcolo a trazione $f_t$	0,00	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza a rottura per flessione $f_c$	0,00	$[\text{N/mm}^2]$
Resistenza tangenziale di calcolo $\tau R$	0,00	$[\text{N/mm}^2]$

In riferimento alla suddetta normativa l'intervento è classificabile come opera di nuova costruzione.

## 8. ANALISI DEI CARICHI

### 8.1. Peso proprio

Il contributo a tali carichi è dato dal peso degli elementi della struttura che viene calcolato automaticamente dal codice di calcolo.

## **8.2. Carichi permanenti non strutturali**

Sono stati considerati i pesi del palo in acciaio e delle lanterne semaforiche appese a questo. Inoltre in punta allo sbraccio è stato considerato il carico della lanterna semaforica con il pannello di contrasto con peso complessivo pari a 350 N.

## **8.4. Azioni del vento**

Considerato il tipo di struttura è stata considerata l'azione del vento, che ha portato ad un'applicazione di un carico orizzontale in punta allo sbraccio pari a 600 N. Tale forza, viste l'entità della struttura e delle forze applicate, è stata considerata contemporaneamente al peso permanente non strutturale, quindi con un'unica combinazione di carichi

## 9. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state definite le combinazioni di carico riportate nel seguito.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{G_i}$  e  $\gamma_{Q_j}$  utilizzati per gli stati limite ultimi sono quelli riportati nella tabella 2.6.I del D.M. 14/01/2008 e cioè:

Carichi permanenti	favorevoli $\gamma_{G1} = 1,0$	sfavorevoli $\gamma_{G1} = 1,3$
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli $\gamma_{G2} = 0,0$	sfavorevoli $\gamma_{G1} = 1,5$
Carichi variabili	favorevoli $\gamma_{Q_j} = 0,0$	sfavorevoli $\gamma_{Q_j} = 1,5$

Le combinazioni considerate sono:

### COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PESO STRUTTURALE	1,3 0	1, 00	1,0 0						
PERMAN.NON STRUTTURALE	1,5 0	1, 00	1,0 0						
SISMA DIREZ. GRD 0	0,0 0	1, 00	1, 00	1, 00	1, 00	0, 30	0, 30	0, 30	0,3 0
SISMA DIREZ. GRD 90	0,0 0	0, 30	0, 30	0, 30	0, 30	1, 00	1, 00	1, 00	1,0 0

### COMBINAZIONI RARE - S.L.E.

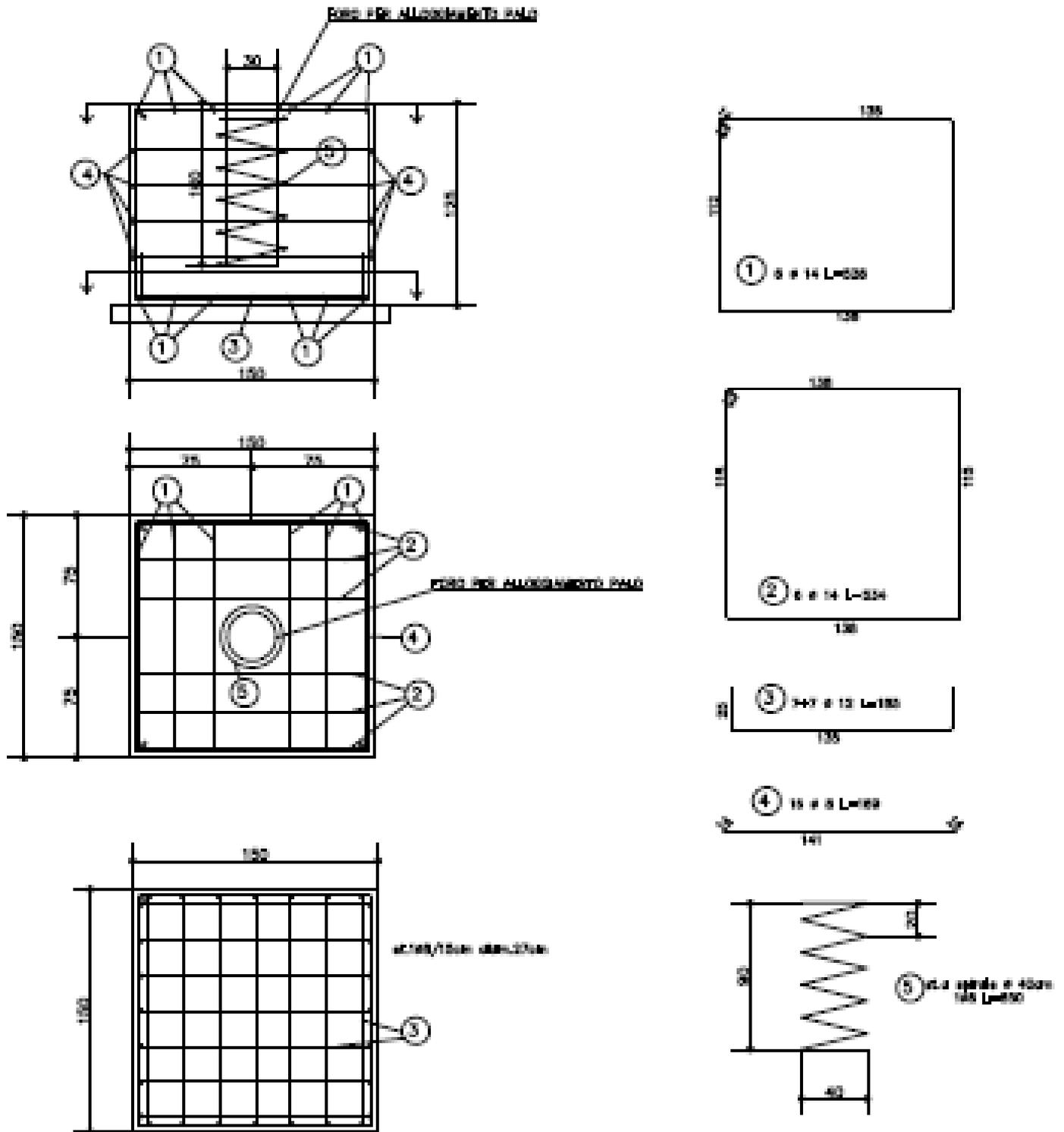
DESCRIZIONI	1
PESO STRUTTURALE	1,00
PERMAN.NON STRUTTURALE	1,00
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00

### COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
PESO STRUTTURALE	1,00
PERMAN.NON STRUTTURALE	1,00
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00

### COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
PESO STRUTTURALE	1,00
PERMAN.NON STRUTTURALE	1,00
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00



## 10 Verifiche e tabulati di calcolo

I plinti rettangolari diretti sono ipotizzati a comportamento perfettamente rigido per quanto riguarda il calcolo delle pressioni di contatto con il terreno, che quindi hanno un andamento linearmente variabile. Il terreno è simulato come una superficie reagente in maniera elastica lineare a compressione (modello di *Winkler*) e non reagente a trazione. La distribuzione e l'entità degli sforzi sul terreno  $\bar{S}$  quindi funzione dell'eccentricità risultante di tutti gli sforzi che scaricano in fondazione, compreso il peso proprio del plinto.

Il calcolo dell'armatura del plinto è svolto con procedure semplificate, sufficientemente valide in quanto i plinti di fondazione sono abbastanza tozzi da potere ricondurre il comportamento a piastra a quello di quattro mensole indipendenti incastrate al piede del pilastro, essendo tale schema in vantaggio di sicurezza rispetto a quello più esatto di piastra.

L'armatura del grigliato di base è ottenuta dal calcolo a flessione semplice delle singole mensole, caricate dalla pressione del terreno che scaturisce dalla combinazione di carico più gravosa.

La verifica a taglio viene effettuata sempre sulle stesse mensole, su una sezione di riferimento distante dal filo del pilastro di un tratto pari alla metà dell'altezza massima del plinto. La soddisfazione di tale verifica implica automaticamente la soddisfazione della verifica a punzonamento.

Se la lunghezza della mensola di verifica è inferiore a 1,5 volte l'altezza massima del plinto, essa si suppone sufficientemente tozza da non richiedere alcuna verifica a taglio, mentre la verifica dell'armatura di base viene effettuata con lo schema semplificato di puntone e tirante.

• VERIFICHE STATI LIMITE DI ESERCIZIO PLINTI

DATI GENERALI DI CALCOLO			
CRITERI DI CALCOLO PLINTI			
Coprifermo minimo netto delle armature			4 cm
Percentuale minima di armatura in zona tesa			0,10 %
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
	TABELLAM1		TABELLAM2
Tangente Resist. Taglio	1,00		1,25
Peso Specifico	1,00		1,00
Coesione Efficace (c'k)	1,00		1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,00		1,40
Tipo Approccio	Doppia Combinaz.:(A1+M1+R1) e (A2+M2+R2)		
Tipo di fondazione	Su Pali Infissi		
	COEFFICIENTE R1	COEFFICIENTE R2	COEFFICIENTE R3
Capacita' Portante	1,00	1,80	
Scorrimento	1,00	1,00	
Resist. alla Base	1,00	1,45	
Resist. Lat. a Compr.	1,00	1,45	
Resist. Lat. a Traz.	1,00	1,60	
Carichi Trasversali	1,00	1,60	

CARATTERISTICHE MATERIALI				
CARATTERISTICHE DEL CEMENTO ARMATO				
Classe Calcestruzzo	C20/25		Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	299619	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	200,0	kg/cmq	Tipo Ambiente	AGGRESS. XC2/XC3
Resist. Calcolo 'fcd'	113,0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	113,0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	120,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3	mm	Sigma CLS Comb.Perm	90,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200 kg/mc

ARCHIVIO PLINTI DIRETTI									
PLINTI RETTANGOLARI DIRETTI									
Tipologia	Tipo	Dim.A	Dim.B	Dim.b	Dim.a	H min. (cm)	H max (cm)	Magr. (cm)	Bicc. N.ro
N.ro	N.ro	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	( )	(cm)	(cm)	N.ro
13	2	150	150	0	0	120	120	10	0

DATI DI INPUT PLINTI							
GEOMETRIA PLINTI							
Filo	Quota	Tipolog	Tipo	Ecc.X	Ecc. Y (cm)	Rotaz.	Zona
N.ro	(m)	N.ro	N.ro	(cm)	( )	(grd)	N.ro
1	0,00	13	2	0	0	0	1

COMUNE DI S.ANTONINO DI SUSÀ - PROGETTO PLINTI IMPIANTO SEMAFORICO  
 Arch. COCIRIO ALBERTO VIA ROSSETTI 42 – 10073 CIIRIE' (TO)

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. -  
 A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PESO STRUTTURALE PERMAN.NON	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
STRUTTURALE SISMA DIREZ.	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
GRD 0	0,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	-1,00

COMBINAZIONI CARICHI  
 - S.L.V. - A2

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9
PESO STRUTTURALE PERMAN.NON	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
STRUTTURALE SISMA DIREZ.	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
GRD 0	0,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	-1,00

COMBINAZIONI RARE  
 - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
PESO STRUTTURALE	1,00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.

DESCRIZIONI	l
PERMAN.NON STRUTTURALE	1,00
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	l
PESO STRUTTURALE	1,00
PERMAN.NON STRUTTURALE	1,00
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00

COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	l
PESO STRUTTURALE	1,00
PERMAN.NON STRUTTURALE	1,00
SISMA DIREZ. GRD 0	0,00
SISMA DIREZ. GRD 90	0,00

SCARICHI SUI PLINTI								
SCARICHI IN FONDAZIONE								
Filo	Quota	Condizione di	N	Mx	My	Tx	Ty	Mt
N.ro	(m)	Carico	(Kg)	Kgm	(Kgm)	(Kg)	(Kg)	(Kgm)
1	0,00	PESO PROPRIO	292	0	245	0	0	0
		SOVRACCARICO PERMAN.	35	-462	193	0	60	330
		SISMA DIREZ. GRD 0	33	0	406	54	0	0
		SISMA DIREZ. GRD 90	0	-410	0	0	53	174

VERIFICHE PLINTI DIRETTI															
PLINTI RETTANGOLARI DIRETTI															
Filo	Dir	Cmb	Msd	Af	Af	eps	eps	Asse	Cmb	Vsdu	Vrdu	At	σ	Verifica	
N.		fle	Kgm	cmq	cm	q	cls %	acc.%	neut.	tag	Kg	Kg	cmq	Kg/cmq	
1	X	2	408	18,0	0,1	0	1	0,163					0,46	OK	
	Y	6	447	18,0	0,1	0	1	0,163							

VERIFICHE PLINTI DIRETTI						
VERIFICA A SLITTAMENTO						
Filo	Cm	F sli	N vert	F res	Coeff	Verifica
N.	b	Kg	Kg	g	sli	
1	8	126	7067	1894	15,04	ok

VERIFICHE PLINTI DIRETTI												
STATI LIMITE DI ESERCIZIO PLINTI												
Filo	Tipo	Dir	Cmb	M	Dist.	W ese	W max	σc	σc max	σf	σf max	Verifica
N.	Comb		ese	Kgm	cm	mm	mm	Kg/cmq	Kg/cmq	Kg/cmq	Kg/cmq	
1	Rara X		1	199				0,2	120,0	10	3600	OK
	Rara Y		1	236				0,2	120,0	12	3600	OK
	Freq X		1	199	15	0,00	0,40					OK
	Freq Y		1	236	18	0,00	0,40					OK
	Perm X		1	199	15	0,00	0,30	0,2	90,0			OK
	Perm Y		1	236	18	0,00	0,30	0,2	90,0			OK