

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

**NUOVA VIABILITÀ TRATTA VIA CHIARAVAGNA - VIA BORZOLI
Impianti di illuminazione
Relazione di calcolo plinti/basamenti sostegni corpi illuminanti**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio Cociv Ing. G. Guagnozzi		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	N V 0 2 0 7	0 0 3	C

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Ing. M. Astorino <i>MA</i>	15/03/2012	Ing. I. Barilli <i>I. Barilli</i>	20/03/2012	E. Pagani <i>EP</i>	30/03/2012	Dott. Ing. IVANO BARILLI ALBO DEGLI INGEGNERI Provincia V.C. 01/22 <i>I. Barilli</i>
B00	Revisione generale	SINT <i>S</i>	25/06/2012	Ing. D. Re <i>D. Re</i>	27/06/2012	E. Pagani <i>EP</i>	29/06/2012	
C00	Revisione a seguito Istruttoria IG5101E11ISNV020 0001A del 6/07/2012	SINT <i>S</i>	03/10/2012	Ing. D. Re <i>D. Re</i>	05/10/2012	E. Pagani <i>EP</i>	09/10/2012	

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC
-----------	--

CUP: F81H92000000008

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC</p> <p style="text-align: right;">Foglio 3 di 42</p>

INDICE

INDICE.....		3
1. INTRODUZIONE.....		5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....		5
3. GENERALITA'.....		5
3.1. Caratteristiche terreno di fondazione.....		6
3.2. Caratteristiche dei materiali.....		7
3.2.1. Calcestruzzi.....		7
3.2.2. Acciaio per c.a.....		8
3.2.3. Acciaio per carpenteria metallica.....		8
3.2.4. Bulloneria.....		8
3.2.5. Saldature.....		8
4. PALI PER CORPI ILLUMINANTI.....		8
4.1. Analisi dei carichi e combinazioni di carico.....		9
4.1.1. Peso proprio + permanente.....		9
4.1.2. Azioni da neve.....		9
4.1.3. Azioni da vento.....		9
4.1.4. Azioni da sisma.....		11
4.1.5. Carichi.....		12
4.1.6. Analisi dei risultati.....		14
4.2. Plinto fondazione palo di illuminazione.....		17
4.3. Plinto fondazione palo illuminazione con foro infilaggio del palo arretrato.....		19
4.4. Verifica meccanica del palo fissato su mensola.....		21
4.4.1. Carichi.....		22
4.4.2. Analisi dei risultati (tubo+mensola).....		24
4.4.3. Verifica nodi.....		30
4.5. Verifica meccanica del palo staffato a muro con piastra.....		36
4.6. Carichi.....		36
4.6.1. Analisi dei risultati.....		39
4.6.2. Verifica nodi.....		41
5. ALLEGATI.....		42

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC

Foglio
4 di 42

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC Foglio 5 di 42

1. INTRODUZIONE

Il presente documento intende evidenziare i calcoli dimensionali e/o di verifica condotti per la definizione di:

- palo di illuminazione stradale e del relativo di plinto di fondazione
- piastra per il fissaggio su un muro di sostegno in c.a. di un palo di illuminazione stradale
- staffa per l'ancoraggio su un muro in c.a. di un palo di illuminazione stradale.

Per i disegni delle varie strutture metalliche di sostegno e dei plinti di fondazione si rinvia all'allegato 1.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La definizione delle caratteristiche resistenti delle sezioni, nonché i procedimenti di calcolo (progettazione e verifica) fanno riferimento alle prescrizioni regolamentari contenute nelle seguenti normative:

- Legge 5 Novembre 1971, n°1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.M. 09/01/1996, "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. 16/01/1996 "Norme tecniche per i carichi e i sovraccarichi".
- CIRC. MIN. LL.PP. del 04/07/96 n. 156.
- 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".
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M. 16/01/1996, "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- UNI EN 10025 : Prodotti laminati a caldo.
- UNI ENV 1993-1-1: Progettazione delle strutture in acciaio.
- UNI 9858 - Calcestruzzo. Prestazioni, produzione, posa in opera e criteri di conformità.

3. GENERALITA'

La presente relazione è relativa al calcolo/verifica di palo di illuminazione stradale, del relativo plinto di fondazione e di sistemi di fissaggio realizzati in carpenteria metallica (staffe, mensole, piastre).

Per quanto riguarda il palo di illuminazione estradale, questo è previsto con un'altezza di 9.00+0.80 m con diametro alla base $\phi 168.3 \times 4.0$ mm e in sommità $\phi 90 \times 4.0$ mm, con sbraccio lungo 2.00 m $\phi 60 \times 3$ mm per il supporto dell'apparecchio illuminante.

Il palo verrà supportato, alla base, con le seguenti soluzioni:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC
	Foglio 6 di 42

- con un plinti in c.a., all'interno di un foro $\phi 30$ per una profondità di 80 cm, e reso solidale con un getto integrativo.
- all'interno di un tubo metallico $\phi 193.7 \times 10$ mm, alto 800 mm. Per il tubo metallico $\phi 193.7 \times 10$ sono previste le seguenti varianti realizzative:
 - nella prima viene saldato all'estremità di una trave formata da una HEA 200 lunga 170 cm, alla quale sono saldati due piatti (spessore 8 mm) parallelamente all'anima; all'altra estremità la trave viene ancorata al muro di sostegno in c.a. del rilevato stradale con mediante l'utilizzo di una piastra da $400 \times 400 \times 15$ mm e 8 tasselli M16;
 - nella seconda viene saldato ad una piastra in acciaio ancorata ad un muro di sostegno in c.a. con 6 tasselli M20.

Il palo e lo sbraccio sono stati modellati con elementi "beam".

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson.

Il calcolo viene condotto mediante un'analisi elastica lineare conforme alle normative adottate.

Il calcolo della struttura è stato eseguito col programma agli elementi finiti MIDAS GEN 2011(v.2.1).

Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo agli stati limite ultimo e di esercizio.

3.1. Caratteristiche terreno di fondazione

Per il terreno di fondazione, trattandosi di opere che verranno posizionate su un rilevato stradale ben compattato si è ipotizzato la presenza di un materiale ghiaioso.

La profondità del piano di posa dei plinti è prevista di:

- per i plinti di fondazione dei corpi illuminanti stradali, - 1.20 m dal piano campagna

Il carico limite per le fondazioni viene calcolato utilizzando la formula di Brinch-Hansen (metodo che fa riferimento a fattori di capacità portante N del terreno inferiori rispetto ad altri metodi e quindi a favore della sicurezza):

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

ed adottando un coefficiente di sicurezza $\gamma = 3$ si ricava un carico ammissibile:

$$q_a = q_{ult}/3$$

$\phi^\circ = 30^\circ$	angolo di attrito interno
$c = 0$	coesione non drenata
$\gamma = 2,0 \text{ t/m}^2$	peso di volume del terreno di fondazione
D	profondità del piano di posa della fondazione (m)
B	lato minore plinto (m)
L	lato maggiore plinto (m)
N_c, N_q, N_γ	fattori di capacità portante
s_c, s_q, s_γ	fattori di forma
d_c, d_q, d_γ	fattori di profondità
i_c, i_q, i_γ	fattori di inclinazione del carico

Per il calcolo della capacità portante dei plinti utilizzati per i pali di illuminazione posizionati su sede stradale in rilevato si sono utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC	
Foglio 7 di 42	

Fondazione	B (m)	L (m)	D (m)	N _q	N _c	N _γ	s _q	s _c	s _γ	d _q	d _c	d _γ	i _q	i _c	i _γ	q _u (kg/cm ²)	q _a (kg/cm ²)
P(120x120)	1.2	1.2	0.9	18.40	30.14	15.07	1.58	1.61	0.60	1.22	1.229	1	1	1	1	7.44	2.48

Vista la natura del terreno di fondazione in esame, dove non sono presenti livelli sabbiosi con spessori significativi a bassa densità e saturi, esso non rientra tra quelli potenzialmente liquefacibili in presenza di sollecitazioni sismiche.

Le opere di fondazione saranno realizzate con i materiali, le dimensioni e le tecnologie indicati nella relazione di calcolo e nei corrispondenti elaborati grafici, e poste ad una profondità tale da non risentire delle variazioni stagionali del contenuto naturale d'acqua.

Il coefficiente di fondazione ε , è stato assunto uguale a **1.3**.

3.2. Caratteristiche dei materiali

3.2.1. Calcestruzzi

Fondazioni

Classe di resistenza	C25/30 (Rck 300)
Condizioni ambientali:	Strutture completamente interrato in terreno permeabile.
Classe di esposizione:	2 a (UNI 9858)
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida)
Copriferro	30 mm
Diametro massimo aggregati:	32 mm

Tabella (N/mm²)

Classe	R _{ck} (N/mm ²)	f _{ck} (N/mm ²)	f _{cd} (N/mm ²)	0.85 f _{cd} (N/mm ²)	f _{ctm} (N/mm ²)	f _{ctd} (N/mm ²)	E _{cm} (N/mm ²)	v
C25/30	30	25	15.62	13.28	2.30	1.44	31220	0.12

legenda:

- $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ ($\gamma_c = 1.6$);
- 0.85 f_{cd} (tensione di calcolo a compressione cls per le verifiche SLU a presso tenso flessione);
- $f_{ctm} = 0.27 f_{ck}^{2/3}$ (N/mm²);
- $f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c$ (N/mm²) (resistenza di calcolo a trazione);
- $E_{cm} = 5700 \sqrt{R_{ck}}$ (N/mm²) modulo di elasticità.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC Foglio 8 di 42

3.2.2. Acciaio per c.a.

Acciaio Fe B 44k

tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} \geq 5500 \text{ kg/cm}^2 \text{ (540 N/mm}^2\text{)}$$

tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} \geq 4400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (450 N/mm}^2\text{)}$$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$1.15 \leq (f_t/f_y)_k < 1.35 \quad (f_y/f_{y, \text{nom}})_k \leq 1.25$$

3.2.3. Acciaio per carpenteria metallica

Acciaio Fe 430

modulo elastico

$$E = 206010 \text{ N/mm}^2 \text{ (2100000 kg/cm}^2\text{)}$$

coefficiente di Poisson

$$\nu = 0.3$$

tensione di rottura

$$f_t = 430 \text{ N/mm}^2 \text{ (4383 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione di snervamento

$$f_k = 275 \text{ N/mm}^2 \text{ (2803 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm

$$f_y = 190 \text{ N/mm}^2 \text{ (1937 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione ammissibile per elementi di spessore > 40mm

$$f_y = 170 \text{ N/mm}^2 \text{ (1733 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione ammissibile per elementi di spessore < 40mm

sofferiti a ad azioni inerziali

$$f_y = 214 \text{ N/mm}^2 \text{ (2181 kg/cm}^2\text{)}$$

tensione ammissibile per elementi di spessore > 40mm

sofferiti a ad azioni inerziali

$$f_y = 191 \text{ N/mm}^2 \text{ (1950 kg/cm}^2\text{)}$$

coefficiente di sicurezza

$$\gamma = 1,00$$

3.2.4. Bulloneria

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

CLASSE VITE	f_t (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	$f_{d,N}$ (N/mm ²)	$f_{d,V}$ (N/mm ²)
8.8	800	640	560	396
10.9	1000	900	700	495

legenda:

- f_t = tensione di rottura
- f_y = tensione di snervamento
- $f_{d,N} = 0.9f_t / \gamma_{M2}$ = resistenza di calcolo a trazione ($\gamma_{M2} = 1.25$)
- $f_{d,V} = 0.6f_t / \gamma_{M2}$ = resistenza di calcolo a taglio ($\gamma_{M2} = 1.25$) (bulloni 8.8)
- $f_{d,V} = 0.6f_t / \gamma_{M2}$ = resistenza di calcolo a taglio ($\gamma_{M2} = 1.25$) (bulloni 10.9)

3.2.5. Saldature

Gli acciai per le strutture saldate e i processi di saldatura devono soddisfare le condizioni indicate ai § 2.4.1 2.4.2 e 2.4.3 del DM 09.01.1996.

4. PALI PER CORPI ILLUMINANTI

4.1. Analisi dei carichi e combinazioni di carico

4.1.1. Peso proprio + permanente

peso proprio palo	154	kg
peso proprio traverso	10	kg
peso proiettore	12	kg

4.1.2. Azioni da neve

Dato il tipo di struttura l'azione dovuta alla neve è trascurabile.

4.1.3. Azioni da vento

Manufatto situato in zona 7 (LIGURIA)
 altezza del manufatto sul suolo $h = 9$ m
 la pressione del vento sul palo è data dall'espressione:

$$q = q_{ref} C_e C_p C_d$$

dove:

$$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 29^2 / 1.6 = 525 \text{ N/m}^2 \text{ (53 kg/m}^2\text{)}$$

$$v_{ref,0} = 29 \text{ m/s}$$

$$a_s < a_0 = 1000 \text{ m}$$



Carico Vento
✕

Regione : <input style="width: 90%;" type="text" value="Liguria"/>	Vref,o : 29 m/s
Località : <input style="width: 90%;" type="text" value="GENOVA"/>	ao : 1000 m
	Ka : 0,024 1/s

Dimensioni edificio H gronda <input style="width: 50%;" type="text" value="9.0"/> H max <input style="width: 50%;" type="text" value="9.0"/>	<input type="radio"/> Zona I <input type="radio"/> Zona IV <input checked="" type="radio"/> Zona VII <input type="radio"/> Zona II <input type="radio"/> Zona V <input type="radio"/> Zona VIII <input type="radio"/> Zona III <input type="radio"/> Zona VI <input type="radio"/> Zona IX	hslm : <input style="width: 50%;" type="text" value="19"/> Vref : 29, m/s qref : 525,63 kN/m ²
---	--	--

Calcolo della pressione del vento

Località: GENOVA	Vref,o 29 m/s	hslm : 19 m	Kr 0,2
Zona di esposizione: 7	ao 1000 m	Vref : 29, m/s	Zo 0,1 m
Categoria di esposizione: III	Ka 0,024 1/s	qref : 525,63 kN/m ²	Zmin 5 m

Distanza dalla costa (Zone 7,8)

Da 2 a 0,5 km prima della costa
 Dalla costa in poi
 Da 0,5 km prima della costa alla costa

Classi di rugosità del terreno

Classe A Classe C
 Classe B **Classe D**

Calcolo della pressione del vento: coefficienti

Località: GENOVA	Vref,o 29 m/s	hslm : 19 m	Kr 0,2
Zona di esposizione: 7	ao 1000 m	Vref : 29, m/s	Zo 0,1 m
Categoria di esposizione: III	Ka 0,024 1/s	qref : 525,63 kN/m ²	Zmin 5 m

Coefficiente di topografia
 Valore:

Coefficiente dinamico
 Valore:

Coefficienti di esposizione
 Ce, min : **1,71** fino a 5 m
 Ce, max : **2,07** alla quota 9 m
 Ce, tetto: **2,07** costante (h = hmax)

$c_d = 1$ (coefficiente dinamico)
 $c_e = 2.07$ (coeff. di esposizione palo $h=9.0$ m)

coefficienti di forma (C.7.6.6. CORPI CILINDRICI)

$$c_p = \begin{cases} 1.2 & \text{per } d\sqrt{q} \leq 2.2 \\ (1.783-0.263d\sqrt{q}) & \text{per } 2.2 < d\sqrt{q} < 4.2 \\ 0.7 & \text{per } d\sqrt{q} \geq 4.2 \end{cases}$$

$$d = (0.168+0.09)/2 = 0.13 \text{ m}$$

- palo $H = 9,00$ m

$$q = 525 \times 2.07 = 1087 \text{ N/m}^2 \text{ (109 kg/m}^2\text{)}$$

$$d\sqrt{q} = 4.28 > 4.2$$

$$c_p = 0.7$$

- proiettore

$$c_p = 1 \text{ (coeff. di forma)}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC Foglio 11 di 42

4.1.4. Azioni da sisma

Prima dell'ordinanza OPCM 3274 del 20.06.2003 il comune di Genova non era classificato in zona sismica.

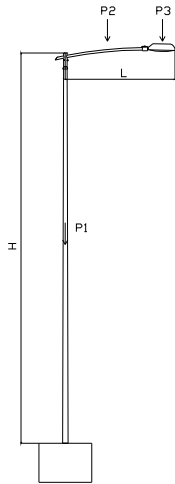
Per il calcolo delle forze sismiche si è comunque considerato un grado di sismicità corrispondente alla zona 4:

grado di sismicità	$S = 4$
coefficiente di sismicità	$C = (S-2)/100 = 0.02$
coefficiente di struttura	$\beta = 1$
coefficiente di fondazione	$\varepsilon = 1.3$
coefficiente di protezione sismica	$I = 1,4$
coefficiente di risposta	$R = 1$
coefficiente di riduzione	$s = 0.33$

coefficiente sismico: $k = C \times \beta \times \varepsilon \times I \times R = 0.036$

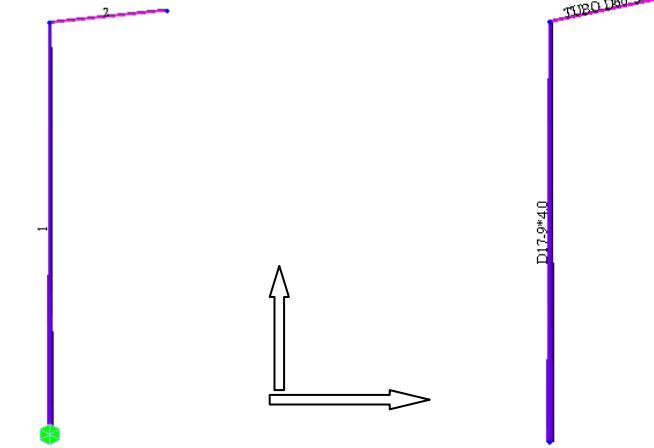
Verifica meccanica del palo con plinto alla base

MODELLO DI CALCOLO



H = 9.00 m L = 2.00 m

TIPOLOGIA SEZIONI ASTE



MATERIALI

TABELLA MATERIALI

CODICE	Name	Tipo	Elasticity (kgf/cm ²)	Poisson	Density (kgf/cm ³)
1	ACCIAIO	Fe 430	2,10E+06	0.3	0.00785

SEZIONI

TABELLA SEZIONI

Property	Name	
1	TUBO φ168.3÷90*4.0	PALO
2	TUBO φ60*3	SBRACCIO

VINCOLI

L'interazione del palo con il terreno viene modellata con un vincolo di incastro.

4.1.5. Carichi

CARICHI UNITARI

I carichi unitari sono quelli riportati nell'analisi dei carichi.

CONDIZIONI DI CARICO

Si sono considerate 4 condizioni di carico

CONDIZIONE DI CARICO	TIPO	CODICE	DESCRIZIONE
----------------------	------	--------	-------------

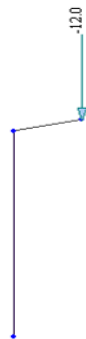
1	Dead Load (D)	G	PESO PROPRIO+PERMANENTE
2	Wind Load (W)	VX+	VENTO (Direzione +X)
3	Wind Load (W)	VX-	VENTO (Direzione -X)
4	Wind Load (W)	VY	VENTO (Direzione +Y)

CARICHI SULLE ASTE

CARICO PERMANENTE

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.

P3 = 12 kg (peso proiettore)



CARICO VENTO

palo

$$F_c = A_c \times c_p \times q = 1,44 \times 0,7 \times 109 = 110 \text{ kg} \quad (A_c = 9,0 \times 0,16 = 1,44 \text{ m}^2)$$

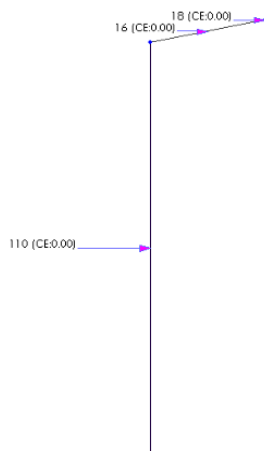
sbraccio

$$F_b = A_b \times c_p \times q = 0,15 \times 1 \times 109 = 16 \text{ kg} \quad (A_b = 2,5 \times 0,06 = 0,15 \text{ m}^2)$$

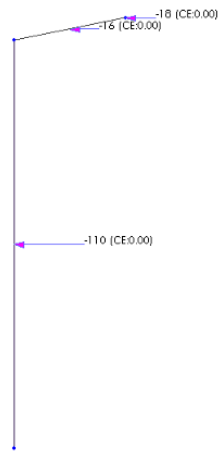
proiettore

$$F_l = A_l \times c_p \times q = 0,163 \times 1 \times 109 = 18 \text{ kg}$$

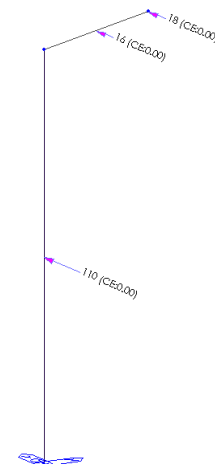
CARICO VENTO (direzione +X)



CARICO VENTO (direzione -X)



CARICO VENTO (direzione Y)



CARICO SISMA

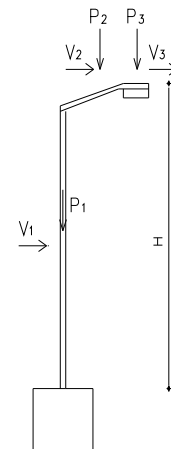
Si ricavano le seguenti sollecitazioni sismiche utilizzando lo spettro di risposta elastico:

$$V1 = k \cdot P1 = 0.036 \cdot 154 = 5.5 \text{ kg}$$

$$V2 = k \cdot P2 = 0.036 \cdot 10 = 0.36 \text{ kg}$$

$$V3 = k \cdot P3 = 0.036 \cdot 12 = 0.43 \text{ kg}$$

Si trascurano le sollecitazioni dovute al sisma perché sono meno gravose di quelle dovute al vento.



COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero - Z nel sistema globale di riferimento del modello), il carico dovuto al vento (pressione e depressione) nelle due direzioni X e Y del sistema globale di riferimento.

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni statiche del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{Q1} Q_{k1}$$

Si è quindi provveduto a verificare i singoli elementi strutturali per la combinazione di carico più gravosa alla quale corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione rara	$F_d = G + Q_{k1}$
-------------------	--------------------

COMBINAZIONI

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

NUMERO	COMBINAZIONE	TIPO	G	VX+	VX-	VY
1	1.4G+1.5VX+	SLU	1.4	1.5		
2	1.4G+1.5VX-	SLU	1.4		1.5	
3	1.4G+1.5VY	SLU	1.4			1.5
4	1G+1VX+	RARA	1	1		
5	1G+1VX-	RARA	1		1	
6	1G+1VY	RARA	1			1

4.1.6. Analisi dei risultati

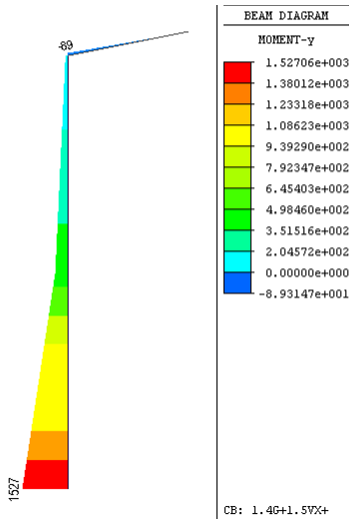
DIAGRAMMI PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE

COMBINAZIONE 1 SLU 1.4*G+1.5*VX+

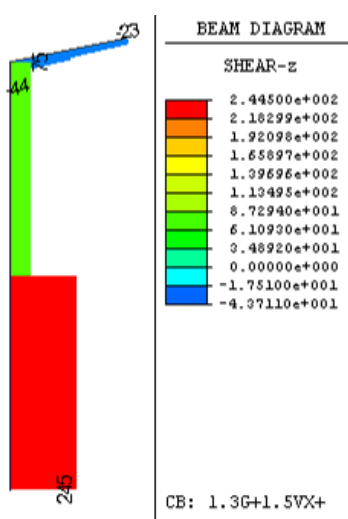
MOMENTO FLETTENTE My (kgm)

SFORZO DI TAGLIO Fz (kg)

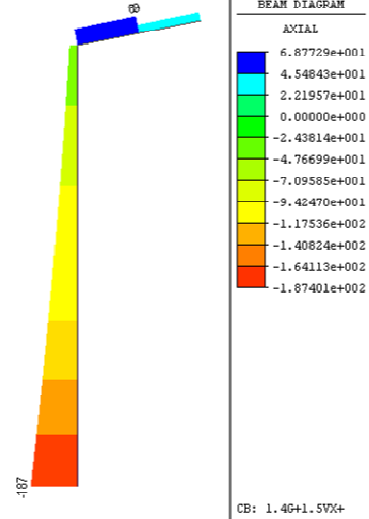
SFORZO ASSIALE Fx (kg)



$M_{max} = 1527$ kgm



$F_{zmax} = 245$ kg



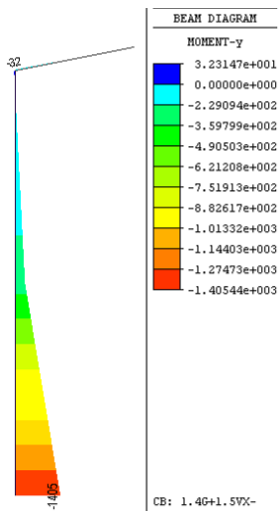
$F_{xmax} = 187$ kg

COMBINAZIONE 2 SLU 1.4*G+1.5*VX-

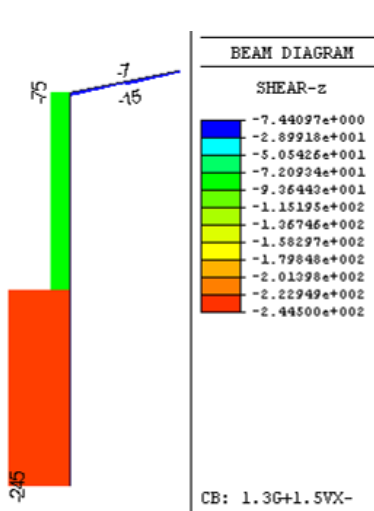
MOMENTO FLETTENTE My (kgm)

SFORZO DI TAGLIO Fz (kg)

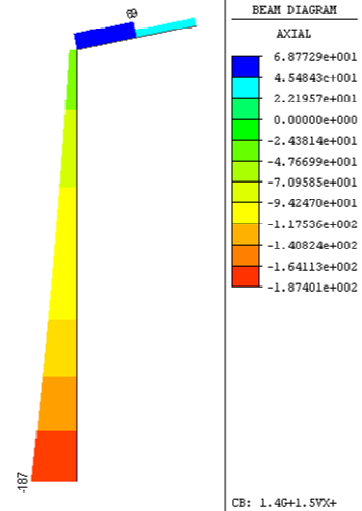
SFORZO ASSIALE Fx (kg)



$M_{max} = -1405$ kgm



$F_{zmax} = -245$ kg



$F_{xmax} = 187$ kg

COMBINAZIONE 3 SLU 1.4*G+1.5*VY

MOMENTO FLETTENTE Mz (kgm)

SFORZO DI TAGLIO Fy (kg)

SFORZO ASSIALE Fx (kg)

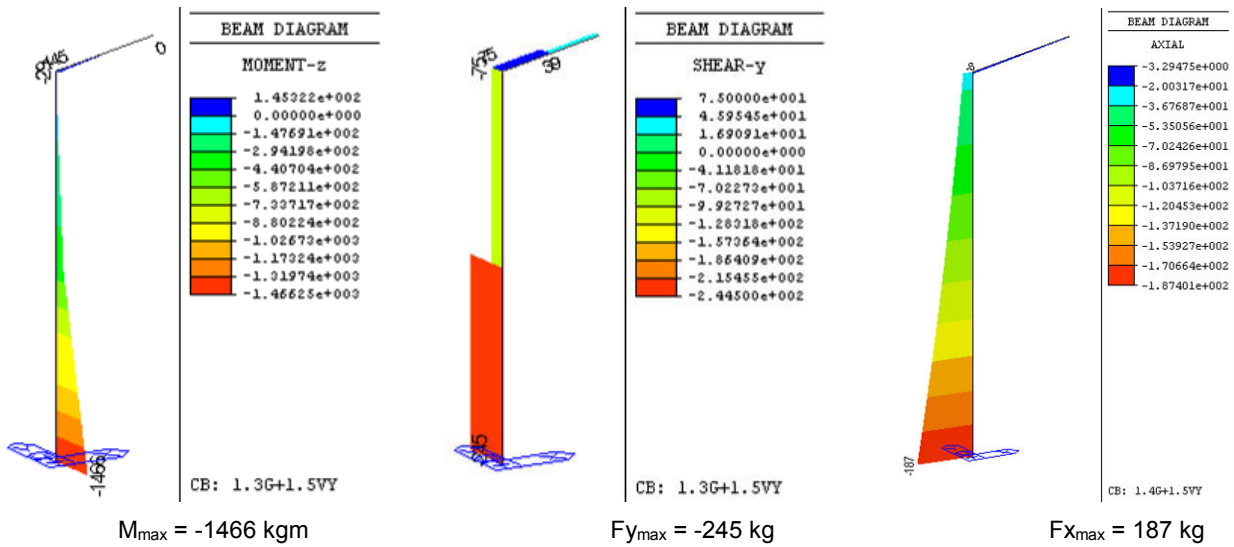
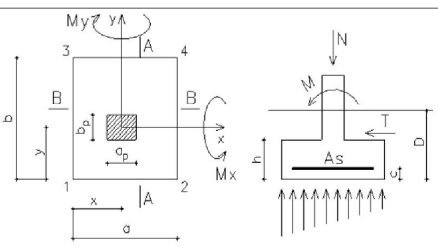


TABELLA PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE ALLA BASE DEL PALO

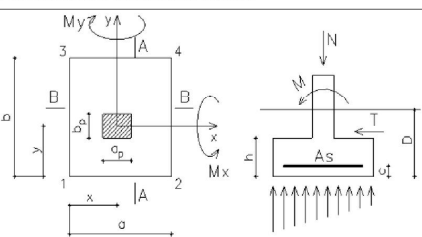
Elem	Load	TIPO	Axial (kgf)	Shear-y (kgf)	Shear-z (kgf)	Torsion (kgf*m)	Moment-y (kgf*m)	Moment-z (kgf*m)
1	1.4G+1.5VX+	SLU	-187	0	245	0	1527	0
1	1.4G+1.5VX-	SLU	-187	0	-245	0	-1405	0
1	1.4G+1.5VY	SLU	-187	-245	0	143	61	-1466
1	1G+1VX+	RARA	-134	0	163	0	1021	0
1	1G+1VX-	RARA	-134	0	-163	0	-934	0
1	1G+1VY	RARA	-134	-163	0	95	43	-978

4.2. Plinto fondazione palo di illuminazione

PLINTO		PALO ILLUMINAZIONE STRADALE IN RILEVATO	
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
calcestruzzo	C25/30	f_{ck} (N/mm ²)	25
		R_{ck} (N/mm ²)	30
		γ_c	1,5
		$\alpha f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$ (N/mm ²)	14,11
		$f_{ctk} = 0,7 * 0,27 * R_{ck}^{2/3}$ (N/mm ²)	1,82
		$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ (N/mm ²)	1,22
		$\tau_{Rtd} = 0,25 f_{ctd}$ (N/mm ²)	0,30
peso specifico calcestruzzo		γ_{cls} (kN/m ³)	25
acciaio	FeB44k	γ_s	1,15
		f_{yk} (N/mm ²)	440
		$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ (N/mm ²)	382,6
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
		a (cm)	120
		b (cm)	120
		x (cm)	45
		y (cm)	60
		a_p (cm)	12
		b_p (cm)	12
		h (cm)	120
		D (cm)	120
		c (cm)	5
		h' (cm)	115
PARAMETRI GEOTECNICI			
peso terreno	γ (kg/m ³)	2000	coesione c_u (kg/cm ²)
			0
			angolo ϕ°
			30
coefficienti di portata	N_q	18,40	N_c
			30,14
			N_γ
			15,07
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.4G+1.5VX+)			
parametri di sollecitazione al piede del pilastro			
N (kg)	187		
Mx (kgm)	0	Ty (kg)	0
		My (kgm)	-1527
			Tx (kg)
			-245
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	28
parametri di sollecitazione alla base del plinto			
peso plinto ($\gamma_{ck} * a * b * h$) * 1,4		P_p (kg)	6048
sforzo normale alla base del plinto ($N_d = (N + P_p)$)		N_d (kg)	6235
momento alla base del plinto ($M_{dx} = Mx + Ty * h + Mex$)		M_{dx} (kgm)	0
momento alla base del plinto ($M_{dy} = My + Tx * h + Mey$)		M_{dy} (kgm)	1793
eccentricità $e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)		28,76	> a/6
		$e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)	0,00
			<= b/6
dimensioni plinto ridotte $D1 = a - 2e_x$ (cm)		62,49	Br
		$D2 = b - 2e_y$ (cm)	120,00
			Lr
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN			
APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)			
fattori di forma	s_c	1,32	s_q
			1,30
			s_γ
			0,79
fattori di profondità	d_c	1,33	d_q
			1,31
			d_γ
			1,00
fattori di inclinazione del carico	i_c	0,98	i_q
			0,91
			i_γ
			0,87
coefficienti	γ_{cu}	1	γ_γ
			1
			γ_R
			2,3
$q_{ult} = c_u * N_c * s_c * d_c * i_c / \gamma_{cu} + \gamma * D * N_q * s_q * d_q * i_q / \gamma_\gamma + 0,5 * \gamma * Br * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * i_\gamma$		q_{ult} (kg/cm ²)	7,49
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} * Br * Lr / \gamma_R$		N_u (kg)	24412
coefficiente di sicurezza $IR = N_d / N_u < 1$		IR	0,26
			< 1
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.4G+1.5VY)			
parametri di sollecitazione al piede del pilastro			
N (kg)	187		
Mx (kgm)	1466	Ty (kg)	245
		My (kgm)	61
			Tx (kg)
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	28
parametri di sollecitazione alla base del plinto			
peso plinto ($\gamma_{ck} * a * b * h$) * 1,3		P_p (kg)	5616
sforzo normale alla base del plinto ($N_d = (N + P_p)$)		N_d (kg)	5803
momento alla base del plinto ($M_{dx} = Mx + Ty * h + Mex$)		M_{dx} (kgm)	1760
momento alla base del plinto ($M_{dy} = My + Tx * h + Mey$)		M_{dy} (kgm)	89
eccentricità $e_x = M_{dy} / N_d$ (cm)		1,53	<= a/6
		$e_y = M_{dx} / N_d$ (cm)	30,33
			> b/6

dimensioni plinto ridotte		D1 = a-2e _x (cm)		116,93	Lr	D2 = b-2e _y (cm)		59,34	Br
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN					APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)				
fattori di forma	s _c	1,31		s _q	1,29		s _y	0,80	
fattori di profondità	d _c	1,34		d _q	1,32		d _y	1,00	
fattori di inclinazione del carico	i _c	0,98		i _q	0,90		i _y	0,86	
coefficienti	γ _{cu}	1		γ _f	1		γ _R	2,3	
q _{ult} = c _u * N _c * s _c * d _c * i _c / γ _{cu} + γ * D * N _q * s _q * d _q * i _q / γ _f + 0,5 * γ * Br * N _y * s _y * d _y * i _y							q _{ult} (kg/cm ²)		7,39
carico ultimo plinto N _u = q _{ult} * Br * Lr / γ _R							N _u (kg)		22303
coefficiente di sicurezza IR = N _d / N _u < 1							IR		0,26 < 1
CALCOLO ARMATURE PLINTO CON LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA					SLU SISMICA				
reazione media sul terreno (σ ₁ =N/A)							σ ₁ (kg/cm ²)		0,40
σ ₁ (kg/cm ²)	1,12	σ ₂ (kg/cm ²)	1,06	σ ₃ (kg/cm ²)	0,03	σ ₄ (kg/cm ²)	0,00		
verifica sezione A-A a mensola tozza									
armatura plinto									
φ	n	A _s (cm ²)	φ	n	A _s (cm ²)				
12	7	7,92	12	0	0,00				
sforzo di trazione sull'armatura tesa							N _{sd} (kg)		1333
sforzo di trazione resistente (N _{Rd} = A _s * f _{yd})							N _{Rd} (kg)		30290
indice di resistenza IR=N _{sd} /N _{Rd} < 1							IR =		0,04 < 1
verifica sezione B-B a mensola tozza									
armatura plinto									
φ	n	A _s (cm ²)	φ	n	A _s (cm ²)				
12	6	6,79	12	0	0,00				
sforzo di trazione sull'armatura tesa							N _{sd} (kg)		1694
sforzo di trazione resistente (N _{Rd} = A _s * f _{yd})							N _{Rd} (kg)		25963
indice di resistenza IR=N _{sd} /N _{Rd} < 1							IR =		0,07 < 1
COMBINAZIONE DI CARICO SLE									
N (kg)	134								
Mx (kgm)	0	Ty (kg)	0	My (kgm)	-1021	Tx (kg)	-163		
momenti per eccentricità del carico N				Mex (kgm)	0	Mey (kgm)	20		
sollecitazioni alla base del plinto									
peso plinto (γ _{ck} * a * b * h)							P _p (kg)		4320
sforzo normale alla base del plinto (N _p = N + P _p)							N _d (kg)		4454
momento alla base del plinto (M _{dx} = Mx + Ty * h + Mex)							M _{dx} (kgm)		0
momento alla base del plinto (M _{dy} = My + Tx * h + Mey)							M _{dy} (kgm)		1197
eccentricità			e _x = M _{dy} / N _d (cm)	26,86	> a/6	e _y = M _{dx} / N _d (cm)	0,00	<= b/6	
dimensioni plinto ridotte			D1 = a-2e _x (cm)	66,27	Br	D2 = b-2e _y (cm)	120,00	Lr	
pressione ultima HANSEN							q _{ult} (kg/cm ²)		7,35
verifica allo schiacciamento									
pressione ammissibile			q _{amm} = q _{ult} /3 (kg/cm ²)	2,45		σ _i = N _d /A (kg/cm ²)		0,31	
eccentricità			e _x (cm)	26,86	> a/6	e _y (cm)		0,00	<= b/6
σ ₁ (kg/cm ²)	0,75	σ ₂ (kg/cm ²)	0,00	σ ₃ (kg/cm ²)	0,75	σ ₄ (kg/cm ²)	0,00		

4.3. Plinto fondazione palo illuminazione con foro infilaggo del palo arretrato

PLINTO		PALO ILLUMINAZIONE STRADALE	
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
calcestruzzo	C25/30	f_{ck} (N/mm ²)	25
		$\alpha f_{cd} = 0,85f_{ck}/\gamma_c$ (N/mm ²)	14,11
		$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$ (N/mm ²)	1,22
peso specifico calcestruzzo		γ_{cis} (kN/m ³)	25
acciaio	FeB44k	γ_s	1,15
		R_{ck} (N/mm ²)	30
		$f_{ctk} = 0,7 \cdot 0,27 \cdot R_{ck}^{2/3}$ (N/mm ²)	1,82
		$\tau_{rd} = 0,25f_{ctd}$ (N/mm ²)	0,30
		f_{yk} (N/mm ²)	440
		$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (N/mm ²)	382,6
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
		a (cm)	120
		x (cm)	23
		a_p (cm)	12
		h (cm)	120
		c (cm)	5
		b (cm)	120
		y (cm)	60
		b_p (cm)	12
		D (cm)	120
		h' (cm)	115
PARAMETRI GEOTECNICI			
peso terreno	γ (kg/m ³)	2000	
coefficienti di portata	N_q	18,40	
			coesione c_u (kg/cm ²)
			0
			angolo ϕ °
			30
			N_c
			30,14
			N_y
			15,07
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.4G+1.5VX+)			
parametri di sollecitazione al piede del pilastro			
N (kg)	187		
Mx (kgm)	0	Ty (kg)	0
		My (kgm)	-1527
		Tx (kg)	-245
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	69
parametri di sollecitazione alla base del plinto			
peso plinto ($\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$) * 1,4		P_p (kg)	6048
sforzo normale alla base del plinto ($N_d = (N+P_p)$)		N_d (kg)	6235
momento alla base del plinto ($M_{dx} = Mx + Ty \cdot h + Mex$)		M_{dx} (kgm)	0
momento alla base del plinto ($M_{dy} = My + Tx \cdot h + Mey$)		M_{dy} (kgm)	1752
eccentricità $e_x = M_{dy}/N_d$ (cm)		28,10	> a/6
		$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	0,00
		$D2 = b - 2e_y$ (cm)	120,00
dimensioni plinto ridotte		D1 = a - 2e_x (cm)	63,81
		Br	
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN			
fattori di forma		s_c	1,32
fattori di profondità		d_c	1,33
fattori di inclinazione del carico		i_c	0,98
coefficienti		γ_{cu}	1
$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c / \gamma_{cu} + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q / \gamma_y + 0,5 \cdot \gamma \cdot Br \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y$		s_q	1,31
		d_y	1,00
		i_y	0,87
		γ_y	1
		γ_R	2,3
carico ultimo plinto $N_u = q_{ult} \cdot Br \cdot Lr / \gamma_R$		q_{ult} (kg/cm ²)	7,52
coefficiente di sicurezza IR = $N_d / N_u < 1$		N_u (kg)	25028
		IR	0,25 < 1
COMBINAZIONE DI CARICO SLU STATICA (1.4G+1.5VY)			
parametri di sollecitazione al piede del pilastro			
N (kg)	187		
Mx (kgm)	1466	Ty (kg)	245
		My (kgm)	61
		Tx (kg)	
momenti per eccentricità del carico N		Mex (kgm)	0
		Mey (kgm)	69
parametri di sollecitazione alla base del plinto			
peso plinto ($\gamma_{ck} \cdot a \cdot b \cdot h$) * 1,4		P_p (kg)	6048
sforzo normale alla base del plinto ($N_d = (N+P_p)$)		N_d (kg)	6235
momento alla base del plinto ($M_{dx} = Mx + Ty \cdot h + Mex$)		M_{dx} (kgm)	1760
momento alla base del plinto ($M_{dy} = My + Tx \cdot h + Mey$)		M_{dy} (kgm)	130
eccentricità $e_x = M_{dy}/N_d$ (cm)		2,09	<= a/6
		$e_y = M_{dx}/N_d$ (cm)	28,23
			> b/6

dimensioni plinto ridotte		D1 = a-2e _x (cm)		115,82	Lr	D2 = b-2e _y (cm)		63,54	Br	
VERIFICA AL CARICO LIMITE ULTIMO FORMULA DI HANSEN					APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)					
fattori di forma	s _c	1,33		s _q	1,32	s _y	0,78			
fattori di profondità	d _c	1,33		d _q	1,31	d _y	1,00			
fattori di inclinazione del carico	i _c	0,98		i _q	0,91	i _y	0,87			
coefficienti	γ _{cu}	1		γ _y	1	γ _r	2,3			
q _{ult} = c _u *N _c *s _c *d _c *i _c /γ _{cu} + γ*D*N _q *s _q *d _q *i _q /γ _y + 0.5*γ*Br*N _y *s _y *d _y *i _y						q _{ult} (kg/cm ²)				7,56
carico ultimo plinto N _u = q _{ult} *Br*Lr/γ _r						N _u (kg)				24203
coefficiente di sicurezza IR = N _d /N _u < 1						IR				0,26 < 1
CALCOLO ARMATURE PLINTO CON LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' GRAVOSA					SLU SISMICA					
reazione media sul terreno (σ _i =N/A)						σ _i (kg/cm ²)				0,43
σ ₁ (kg/cm ²)	1,14	σ ₂ (kg/cm ²)	1,05	σ ₃ (kg/cm ²)	0,05	σ ₄ (kg/cm ²)	0,00			
verifica sezione A-A a mensola tozza										
armatura plinto										
φ	n	A _s (cm ²)	φ	n	A _s (cm ²)					
12	7	7,92	12	0	0,00					
sforzo di trazione sull'armatura tesa						N _{sdl} (kg)				2332
sforzo di trazione resistente (N _{Rd} = A _s *f _{yd})						N _{Rd} (kg)				30290
indice di resistenza IR=N _{sdl} /N _{Rd} < 1						IR =				0,08 < 1
verifica sezione B-B a mensola tozza										
armatura plinto										
φ	n	A _s (cm ²)	φ	n	A _s (cm ²)					
12	6	6,79	12	0	0,00					
sforzo di trazione sull'armatura tesa						N _{sdl} (kg)				1693
sforzo di trazione resistente (N _{Rd} = A _s *f _{yd})						N _{Rd} (kg)				25963
indice di resistenza IR=N _{sdl} /N _{Rd} < 1						IR =				0,07 < 1
COMBINAZIONE DI CARICO SLE										
N (kg)	134	T _y (kg)		0	M _y (kgm)		-1021	T _x (kg)		-163
M _x (kgm)	0	M _{e_x} (kgm)		0	M _{e_y} (kgm)		50			
momenti per eccentricità del carico N										
sollecitazioni alla base del plinto										
peso plinto (γ _{ck} *a*b*h)						P _p (kg)				4320
sforzo normale alla base del plinto (N _p = N+P _p)						N _d (kg)				4454
momento alla base del plinto (M _{dx} =M _x +T _y *h+M _{e_x})						M _{dx} (kgm)				0
momento alla base del plinto (M _{dy} =M _y +T _x *h+M _{e_y})						M _{dy} (kgm)				1167
eccentricità e _x = M _{dy} /N _d (cm)						e _y = M _{dx} /N _d (cm)				0,00 <=b/6
eccentricità e _x = M _{dy} /N _d (cm)						e _y = M _{dx} /N _d (cm)				0,00 <=b/6
dimensioni plinto ridotte		D1 = a-2e _x (cm)		67,60	Br	D2 = b-2e _y (cm)		120,00	Lr	
pressione ultima						q _{ult} (kg/cm ²)				7,38
verifica allo schiacciamento										
pressione ammissibile		q _{amm} = q _{ult} /3 (kg/cm ²)		2,46	σ ₁ = N _d /A (kg/cm ²)		0,31			
eccentricità e _x (cm)		26,20		>a/6	e _y (cm)		0,00 <=b/6			
σ ₁ (kg/cm ²)	0,73	σ ₂ (kg/cm ²)	0,00	σ ₃ (kg/cm ²)	0,73	σ ₄ (kg/cm ²)	0,00			

4.4. Verifica meccanica del palo fissato su mensola

MODELLO DI CALCOLO



TIPOLOGIA SEZIONI ASTE



MATERIALI

TABELLA MATERIALI

CODICE	Name	Standard	Elasticity (kgf/cm ²)	Poisson	Density (kgf/cm ³)
1	ACCIAIO	Fe 430	2,10E+06	0.3	0.00785

SEZIONI

TABELLA SEZIONI

Property	Name	
1	HEA 200+PIATTI	TRAVE
2	TUBO φ193*10	TUBO-INCASTRO
3	TUBO φ60*3	SBRACCIO
4	TUBO φ168.3+90*4,0	PALO

ELEMENTI STRUTTURALI

Element	Type	Material	Property
1	BEAM	1	1
2	BEAM	1	1
3	BEAM	1	2
4	BEAM	1	4
5	BEAM	1	3

VINCOLI

L'interazione della mensola con il muro di sostegno in c.a. del rilevato stradale viene modellata con un vincolo di incastro.

4.4.1. Carichi

CARICHI UNITARI

I carichi unitari sono quelli riportati nell'analisi dei carichi.

CONDIZIONI DI CARICO

Si sono considerate 4 condizioni di carico

CONDIZIONE DI CARICO	TIPO	CODICE	DESCRIZIONE
1	Dead Load (D)	G	PESO PROPRIO+PERMANENTE
2	Wind Load (W)	VX+	VENTO (Direzione +X)
3	Wind Load (W)	VX-	VENTO (Direzione -X)
4	Wind Load (W)	VY	VENTO (Direzione +Y)

CARICHI SULLE ASTE

CARICO PERMANENTE

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.

$G = 12 \text{ kg}$ (peso proiettore)



CARICO VENTO

palo

$$F_c = A_c \times c_p \times q = 1,68 \times 0,7 \times 109 = 128 \text{ kg} \quad (A_c = 9,9 \times 0,17 = 1,68 \text{ m}^2)$$

sbraccio

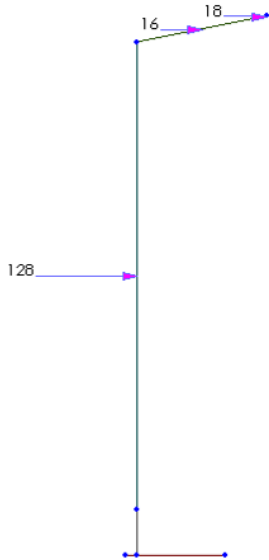
$$F_b = A_b \times c_p \times q = 0,15 \times 1 \times 109 = 16 \text{ kg} \quad (A_b = 2,5 \times 0,06 = 0,15 \text{ m}^2)$$

proiettore

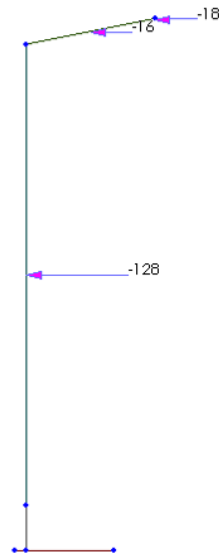
$$F_l = A_l \times c_p \times q = 0,163 \times 1 \times 109 = 18 \text{ kg}$$

CARICO VENTO (kg)

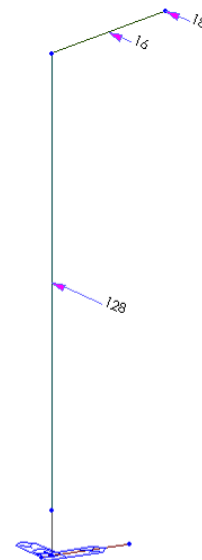
(direzione +X)



(direzione -X)



(direzione Y)



SCHEMA GEOMETRICO – PROGRAMMA DI CALCOLO

Il modello di calcolo è formato da una mensola lunga m 170 (trave HEA 200 + piatti saldati) fissata con una piastra in acciaio e 8 tasselli al muro in c.a., alla cui estremità libera viene fissato un palo di illuminazione circolare ($\phi 168.3 \times 4 \div \phi 90 \times 4$ mm) alto 9.00+0.80 m.

- Il modello rappresenta la struttura che verrà messa in opera.

Il palo viene ancorato alla trave HEA 200 mediante l'inserimento e il successivo fissaggio con bulloni, in un tubo ($\phi 193.7 \times 10$ mm) alto cm 80, saldato alla trave stessa.

COMBINAZIONI DI CARICO

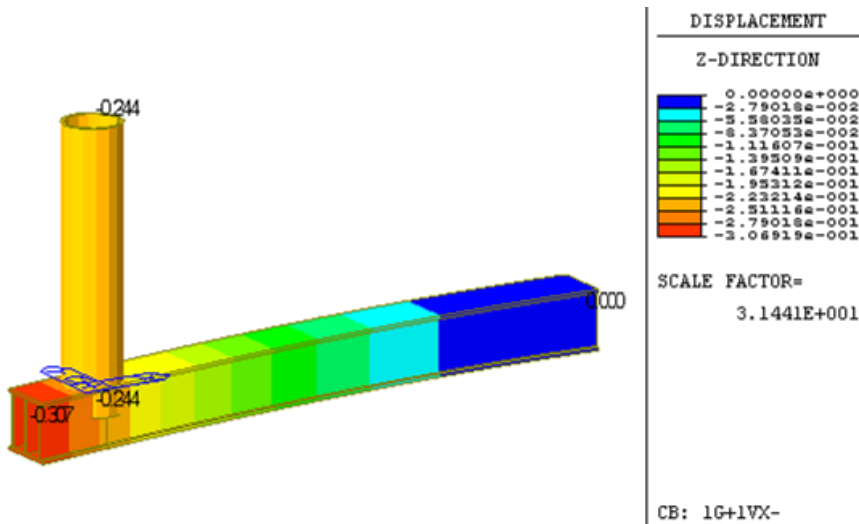
Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello), il carico dovuto al vento (pressione e depressione) nelle due direzioni X e Y del sistema globale di riferimento.

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

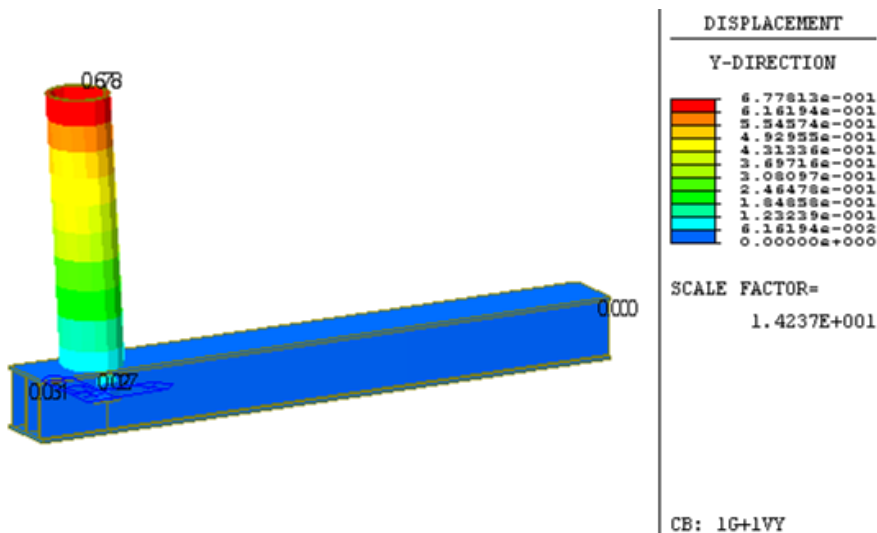
NUMERO	COMBINAZIONE	TIPO	G	VX+	VX-	VY
1	1.4G+1.5VX+	SLU	1.4	1.5		
2	1.4G+1.5VX-	SLU	1.4		1.5	
3	1.4G+1.5VY	SLU	1.4			1.5
4	1G+1VX+	RARA	1	1		
5	1G+1VX-	RARA	1		1	
6	1G+1VY	RARA	1			1

4.4.2. Analisi dei risultati (tubo+mensola)

SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Z (cm) - COMBINAZIONE 5 RARA 1*G+1*VX-



SPOSTAMENTI IN DIREZIONE Y (cm) - COMBINAZIONE 6 RARA 1*G+1*VY



DIAGRAMMI PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE

DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE My (kgm) - COMBINAZIONE 1 SLU 1.4*G+1.5*VX+

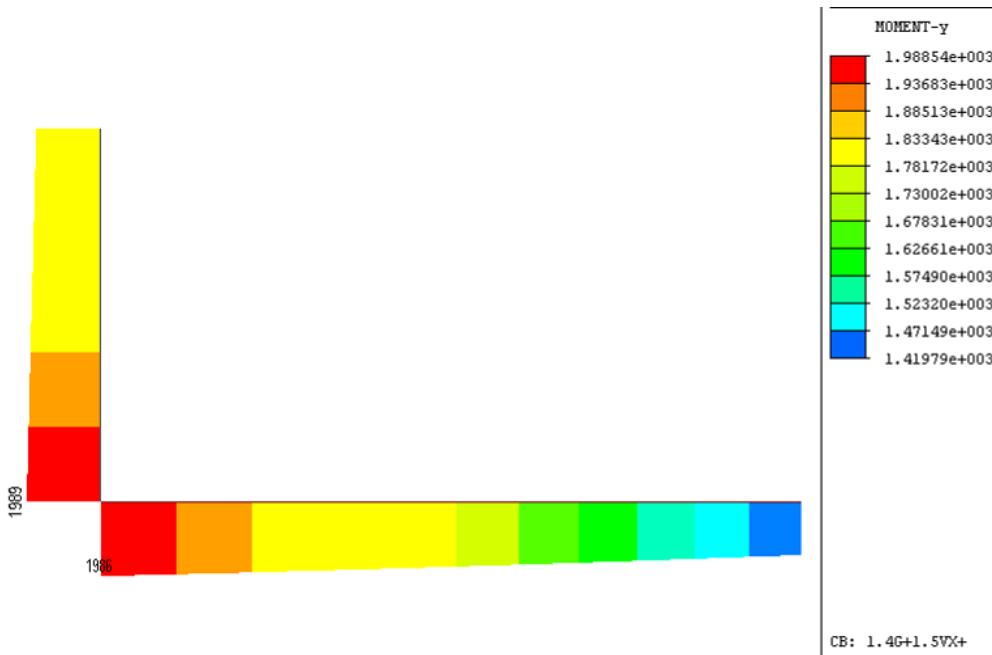


DIAGRAMMA SFORZO DI TAGLIO Fz (kg) - COMBINAZIONE 1 SLU 1.4*G+1.5*VX+

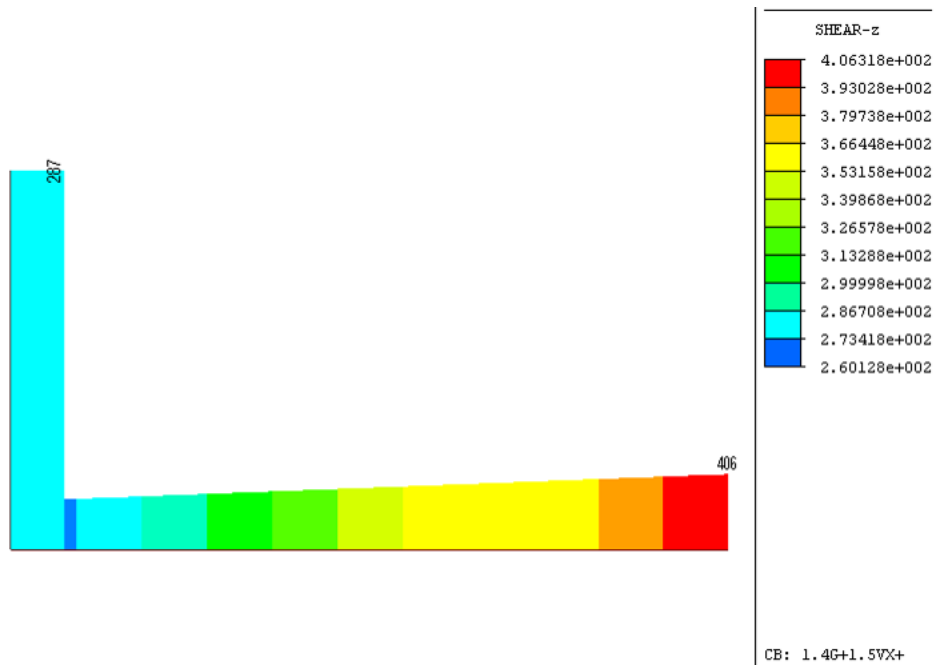


DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE My (kgm) - COMBINAZIONE 2 SLU 1.4*G+1.5*VX-

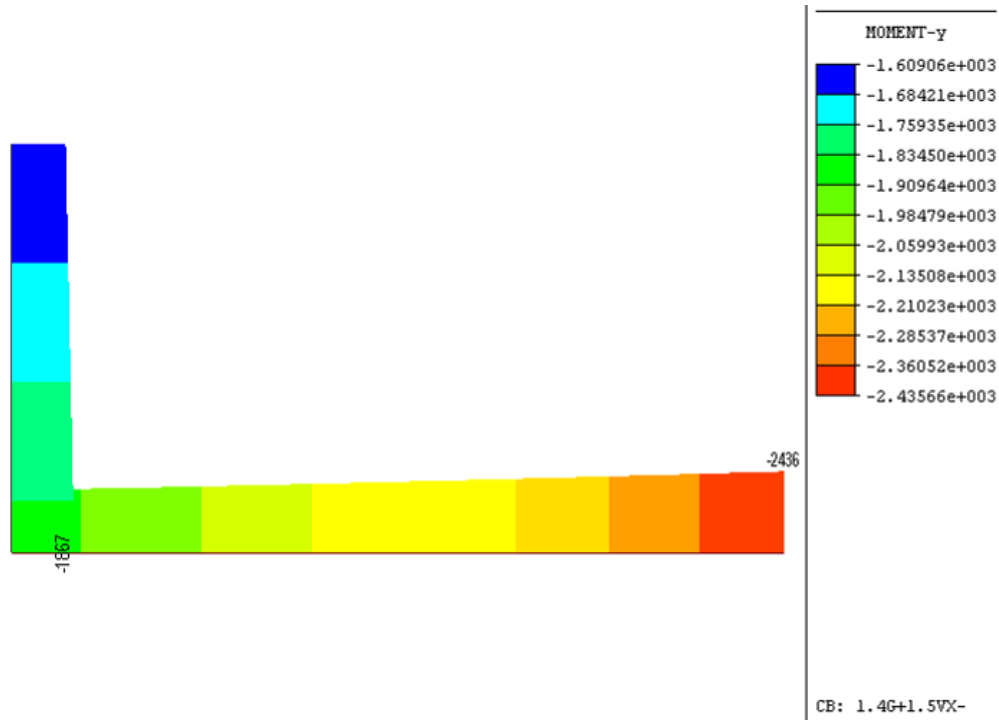


DIAGRAMMA SFORZO DI TAGLIO Fz (kg) - COMBINAZIONE 2 SLU 1.4*G+1.5*VX-

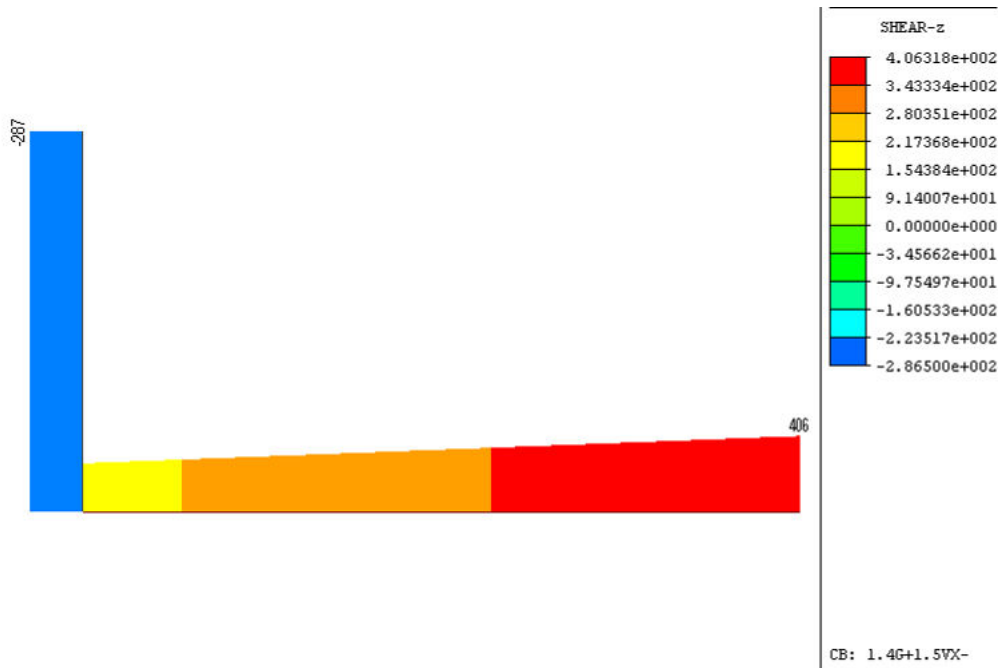


DIAGRAMMA MOMENTO FLETTENTE Mz (kgm) - COMBINAZIONE 3 SLU 1.4*G+1.5*VY

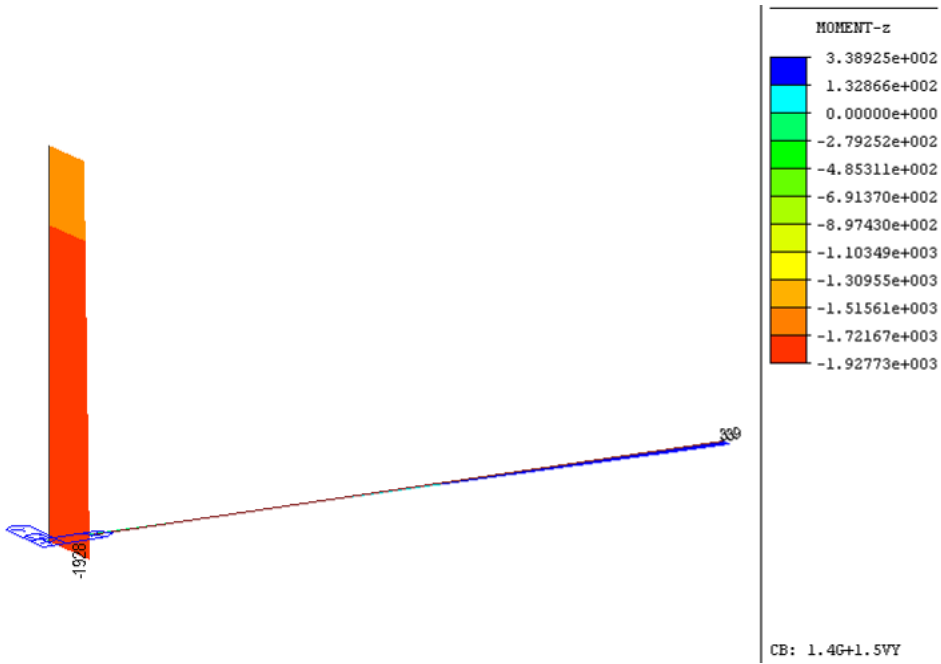


DIAGRAMMA SFORZO DI TAGLIO F_y (kg) - COMBINAZIONE 3 SLU $1.4 * G + 1.5 * VY$

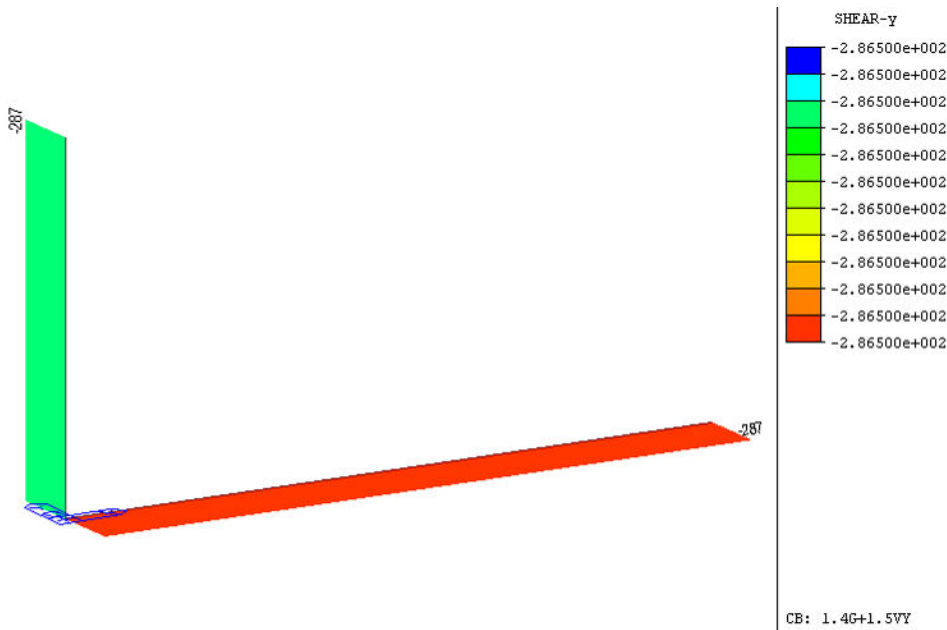
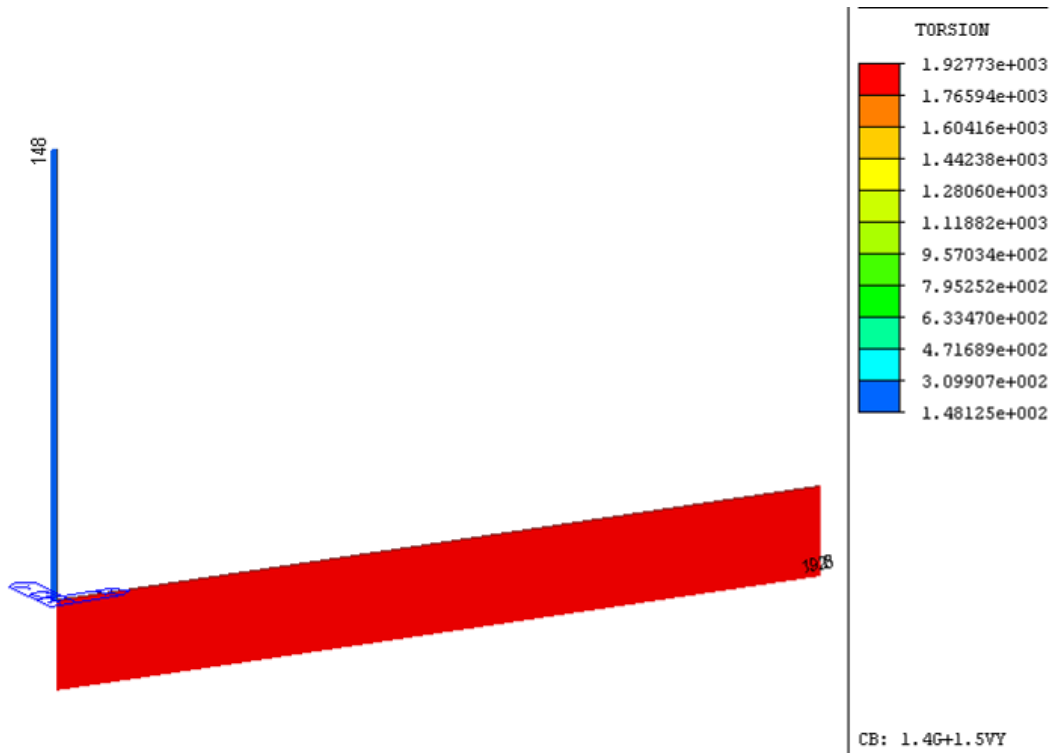
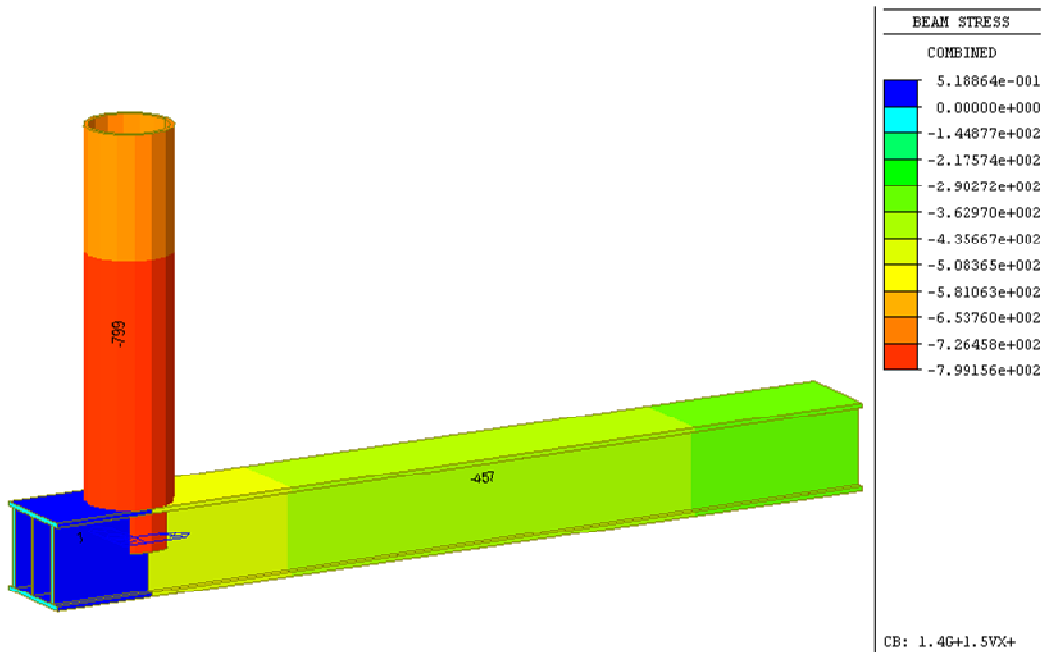


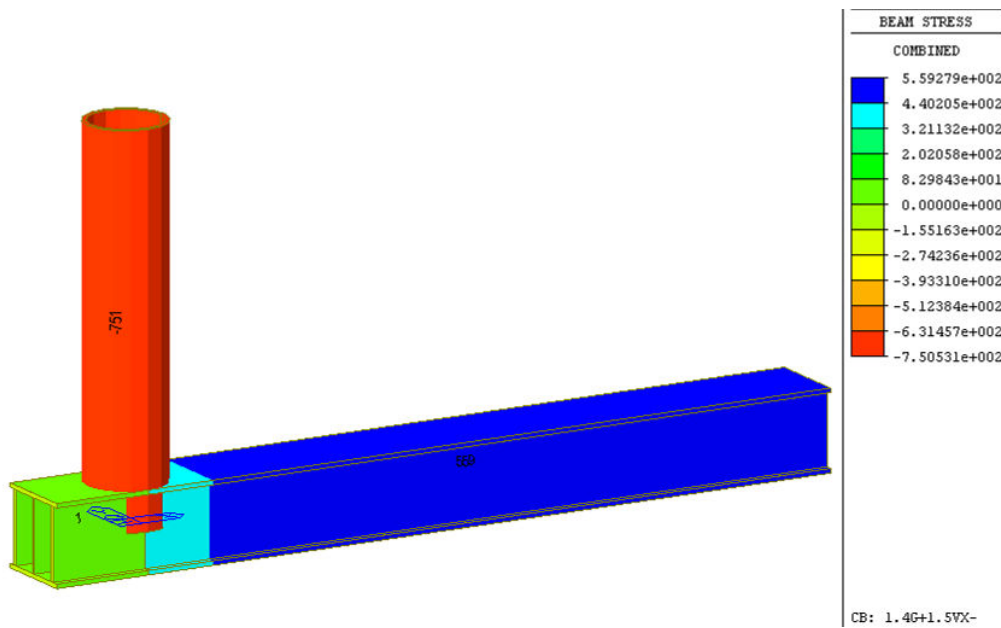
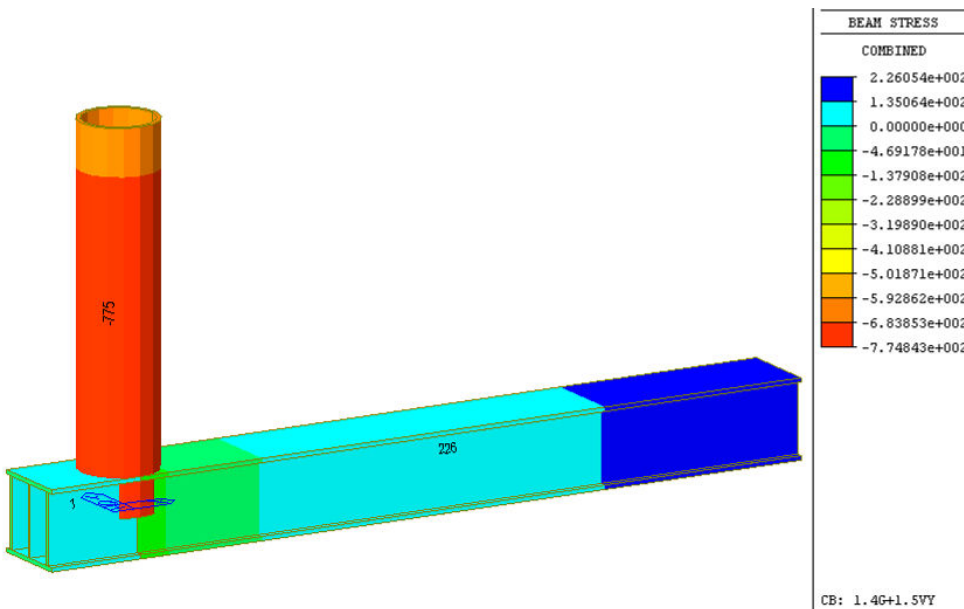
DIAGRAMMA MOMENTO TORCENTE M_x (kgm) - COMBINAZIONE 3 SLU $1.4 * G + 1.5 * VY$



MAPPA TENSIONI COMBinate (kg/cm²) - COMBINAZIONE 1 SLU 1.4*G+1.5*VX+



MAPPA TENSIONI COMBinate (kg/cm²) - COMBINAZIONE 2 SLU 1.4*G+1.5*VX-

MAPPA TENSIONI COMBinate (kg/cm²) - COMBINAZIONE 3 SLU 1.4*G+1.5*VY

$$f_d = f_{yk} / \gamma_{M0} = 2750 / 1.0 = 2750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\max} = 775 \text{ kg/cm}^2 \text{ (combinazione 3)}$$

$$\sigma_{\max} / f_d = 0.28 < 1$$

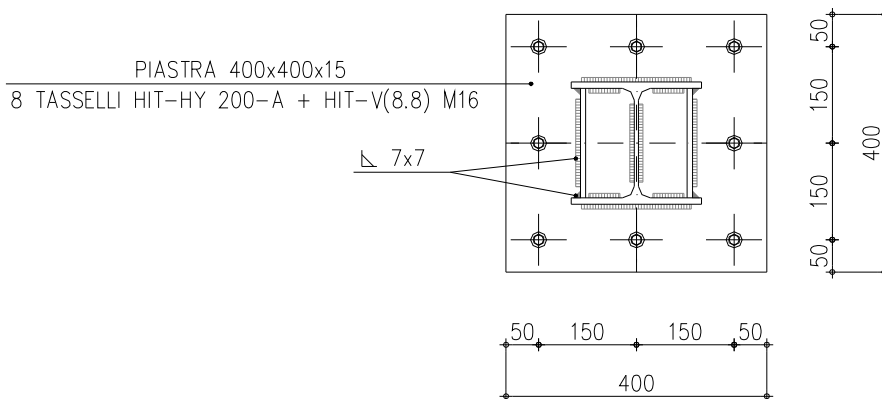
TABELLA PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE ALL'ATTACCO MENSOLA-MURO

Elem	Load	TIPO	Axial (kgf)	Shear-y (kgf)	Shear-z (kgf)	Torsion (kgf*m)	Moment-y (kgf*m)	Moment-z (kgf*m)
2	1.4G+1.5VX+	SLU	-287	0	406	0	1420	0
2	1.4G+1.5VX-	SLU	287	0	406	0	-2436	0
2	1.4G+1.5VY	SLU	0	-287	406	1928	-508	339
2	1G+1VX+	RARA	-191	0	290	0	922	0
2	1G+1VX-	RARA	191	0	290	0	-1648	0
2	1G+1VY	RARA	0	-191	290	1285	-363	226

4.4.3. Verifica nodi

NODO PIASTRA-MURO IN C.A.

Il giunto viene realizzato con una piastra in acciaio da mm 400x400x15 e 8 tasselli HILTI HIT-HY 150 MAX + HIT-V(8.8) M16 o similari



COMBINAZIONE 2 SLU 1.4*G+1.5*VX-

$$M_{Syd} = 2436 \text{ kgm}$$

$$V_{Szd} = 406 \text{ kg}$$

$$N_{Sxd} = 287 \text{ kg}$$

VERIFICA DEI TASSELLI CON IL PROGRAMMA "PROFIS ANCHOR" DELL'HILTI

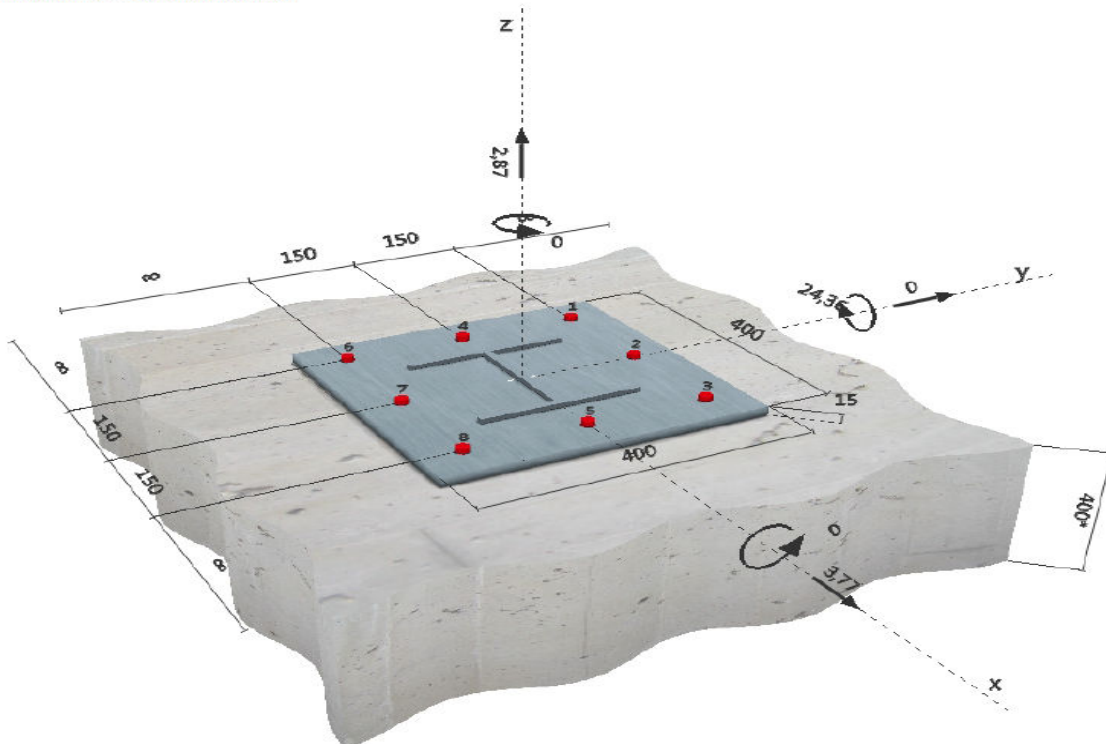


Profis Anchor 2.3.1

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M16	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opt} = 175 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = 320 \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 11/0493	
Emesso / Valido:	06/02/2012 23/12/2016	
Verifica:	metodo di calcolo ETAG BOND; EOTA TR 029	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 400 \text{ mm} \times 400 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	IPBi/HEA; ($L \times W \times T \times FT$) = $190 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 10 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$	
Materiale base:	Fessurato Calcestruzzo, C25/30, $f_{cs} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 400 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
Installazione:	Foro da perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

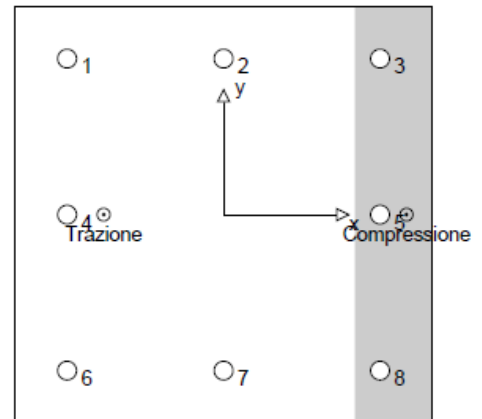
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	21,882	0,471	0,471	0,000
2	9,993	0,471	0,471	0,000
3	0,000	0,471	0,471	0,000
4	21,882	0,471	0,471	0,000
5	0,000	0,471	0,471	0,000
6	21,882	0,471	0,471	0,000
7	9,993	0,471	0,471	0,000
8	0,000	0,471	0,471	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,19 [%]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 5,60 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-115/0): 85,632 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(175/0): 82,762 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	stato
Rottura dell'acciaio*	21,882	84,000	27	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	85,632	85,849	100	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	85,632	93,567	92	OK
Fessurazione**	85,632	164,997	52	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
126,000	1,500	84,000	21,882

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
553218	273067	20,00	523	261	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,000	8,00	2,300	1,404	1,188	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
25	0,913	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
70,372	154,529	1,800	85,849	85,632	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$S_{cr,N}$ [mm]			
556875	275625	263	525			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
25	0,913	0	1,000	1,000	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
91,296	1,800	93,567	85,632			

3.4 Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$S_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$		
325000	122500	175	350	1,401		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
25	0,875	0	1,000	1,000	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
91,296	1,800	164,997	85,632			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,471	50,400	1	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	3,770	296,991	2	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
63,000	1,250	50,400	0,471

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
676601	273067	20,00	261	523	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k	k-factor	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$
1,000	8,00	2,300	2,000	1,598	1,277
$\psi_{s,Np}$	$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{re,Np}$
1,000	0	1,000	0	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	
70,372	222,743	1,500	296,991	3,770	

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

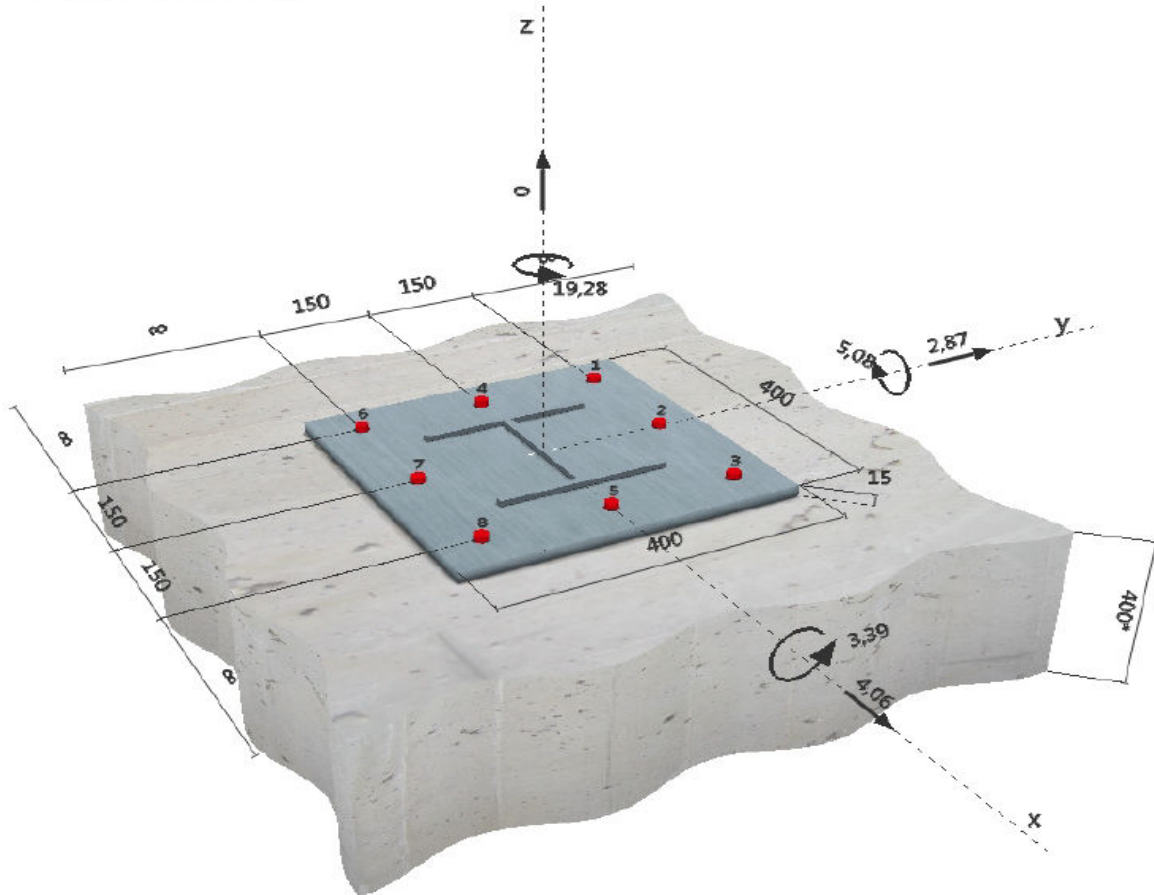
β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	stato
0,997	0,013	1,000	85	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1$$

COMBINAZIONE 3 SLU 1.4*G+1.5*VY

 $M_{Syd} = 508 \text{ kgm}$ $V_{Szd} = 406 \text{ kg}$ $M_{Szd} = 339 \text{ kgm}$ $V_{Syd} = 287 \text{ kg}$ $M_{Td} = 1928 \text{ kgm}$

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

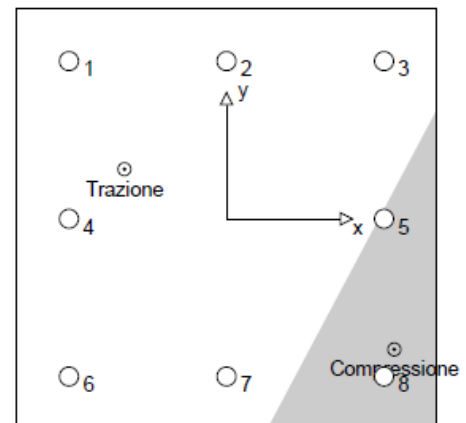
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	5,925	14,536	-10,204	-10,352
2	3,555	10,210	-10,204	0,359
3	1,185	15,055	-10,204	11,070
4	4,665	10,365	0,508	-10,352
5	0,000	11,081	0,508	11,070
6	3,406	15,265	11,219	-10,352
7	1,036	11,224	11,219	0,359
8	0,000	15,761	11,219	11,070

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,08 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 2,43 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-97/47): 19,771 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(160/-124): 19,771 [kN]



3 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)

	carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	stato
Rottura dell'acciaio*	5,925	84,000	8	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	19,771	44,647	45	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	19,771	39,163	51	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
126,000	1,500	84,000	5,925

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [N/mm ²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]
237600	57600	20,00	240	120	∞
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,000	8,00	2,300	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
47	0,718	22	0,844	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	
32,170	80,365	1,800	44,647	19,771	

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
237600	57600	120	240			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
47	0,718	22	0,844	1,000	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
28,218	1,800	39,163	19,771			

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	15,761	50,400	32	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout*	15,761	25,279	63	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
63,000	1,250	50,400	15,761

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor		
38700	57600	120	240	2,000		
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]			
28,218	1,500	25,279	15,761			

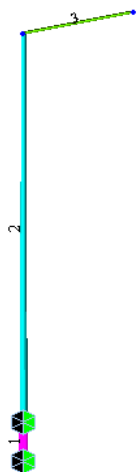
5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	stato
0,505	0,623	1,500	86	OK

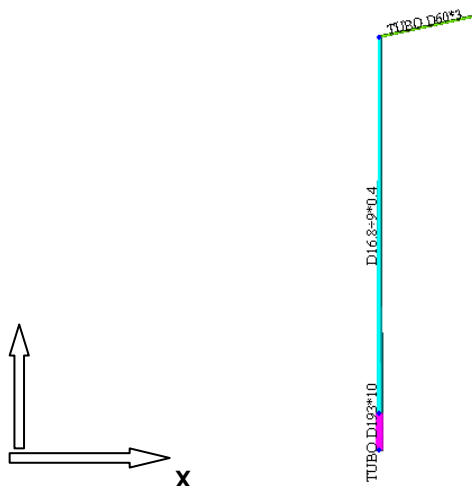
$$\beta_N + \beta_V \leq 1$$

4.5. Verifica meccanica del palo staffato a muro con piastra

MODELLO DI CALCOLO



TIPOLOGIA SEZIONI ASTE



MATERIALI

TABELLA MATERIALI					
CODICE	Name	Standard	Elasticity (kgf/cm ²)	Poisson	Density (kgf/cm ³)
1	ACCIAIO	Fe 430	2,10E+06	0.3	0.00785

SEZIONI

TABELLA SEZIONI		
Property	Name	
1	TUBO ϕ 193*10	TUBO-INCASTRO
2	TUBO ϕ 168.3÷90*4,0	PALO
3	TUBO ϕ 60*3	SBRACCIO

ELEMENTI STRUTTURALI

Element	Type	Material	Property
1	BEAM	1	1
2	BEAM	1	3
3	BEAM	1	2

VINCOLI

L'interazione palo con il muro di sostegno in c.a. del rilevato stardale viene modellata con un vincolo di doppia cerniera alle due estremità del tubo incastro.

4.6. Carichi

CARICHI UNITARI

I carichi unitari sono quelli riportati nell'analisi dei carichi.

CONDIZIONI DI CARICO

Si sono considerate 4 condizioni di carico

CONDIZIONE DI CARICO	TIPO	CODICE	DESCRIZIONE
1	Dead Load (D)	G	PESO PROPRIO+PERMANENTE
2	Wind Load (W)	VX+	VENTO (Direzione +X)
3	Wind Load (W)	VX-	VENTO (Direzione -X)
4	Wind Load (W)	VY	VENTO (Direzione +Y)

CARICHI SULLE ASTE

CARICO PERMANENTE

Il peso proprio viene generato automaticamente dal programma di calcolo.

$G = 12 \text{ kg}$ (peso proiettore)



CARICO VENTO

palo

$$F_c = A_c \times c_p \times q = 1,44 \times 0,7 \times 109 = 110 \text{ kg} \quad (A_c = 9,0 \times 0,16 = 1,44 \text{ m}^2)$$

sbraccio

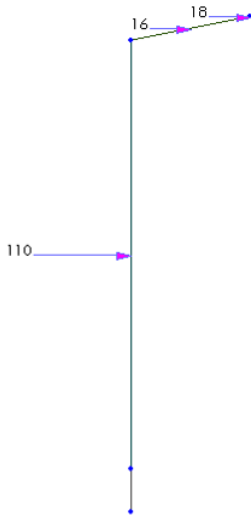
$$F_b = A_b \times c_p \times q = 0,15 \times 1 \times 109 = 16 \text{ kg} \quad (A_b = 2,5 \times 0,06 = 0,15 \text{ m}^2)$$

proiettore

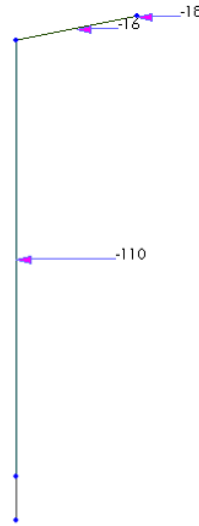
$$F_l = A_l \times c_p \times q = 0,163 \times 1 \times 109 = 18 \text{ kg}$$

CARICO VENTO (kg)

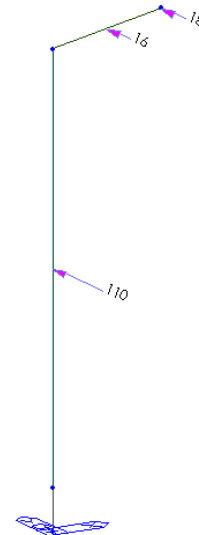
(direzione +X)



(direzione -X)



(direzione Y)



SCHEMA GEOMETRICO – PROGRAMMA DI CALCOLO

Il modello di calcolo è formato da una mensola composta da due elementi "beam": il palo e lo sbraccio superiore.

Il palo viene ancorato alla base mediante l'inserimento e il successivo fissaggio con bulloni, in un tubo ($\phi 193.7 \times 10$ mm) alto cm 80, ancorato al muro in c.a. tramite una piastra in acciaio e 6 tasselli.

COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello), il carico dovuto al vento (pressione e depressione) nelle due direzioni X e Y del sistema globale di riferimento.

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

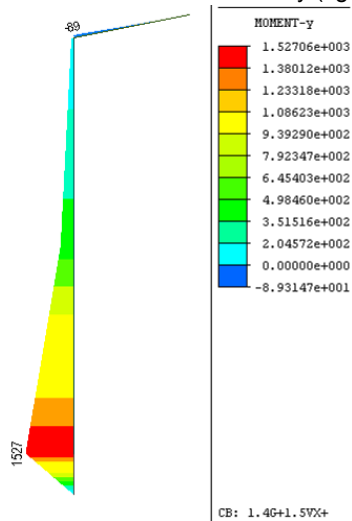
NUMERO	COMBINAZIONE	TIPO	G	VX+	VX-	VY
1	1.4G+1.5VX+	SLU	1.4	1.5		
2	1.4G+1.5VX-	SLU	1.4		1.5	
3	1.4G+1.5VY	SLU	1.4			1.5
4	1G+1VX+	RARA	1	1		
5	1G+1VX-	RARA	1		1	
6	1G+1VY	RARA	1			1

4.6.1. Analisi dei risultati

4.6.1.1 DIAGRAMMI PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE

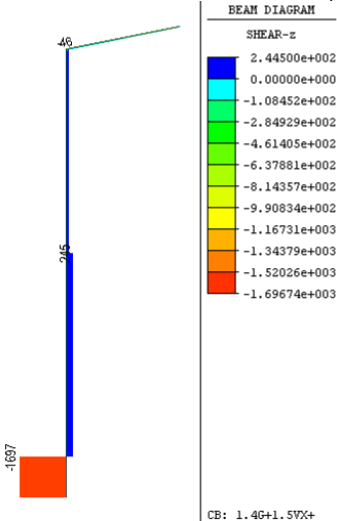
COMBINAZIONE 1 SLU 1.4*G+1.5*VX+

MOMENTO FLETTENTE My (kgm)



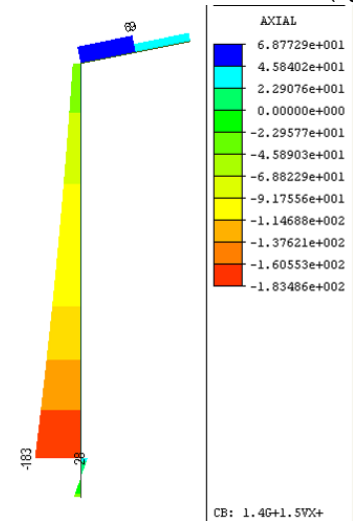
$M_{max} = 1527$ kgm

SFORZO DI TAGLIO Fz (kg)



$Fz_{max} = -1697$ kg

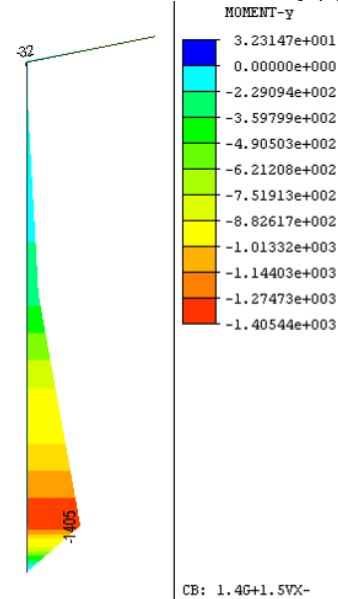
SFORZO ASSIALE Fx (kg)



$Fx_{max} = 183$ kg

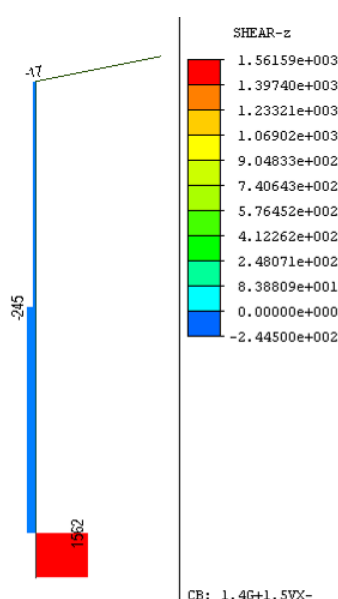
COMBINAZIONE 2 SLU 1.4*G+1.5*VX-

MOMENTO FLETTENTE My (kgm)



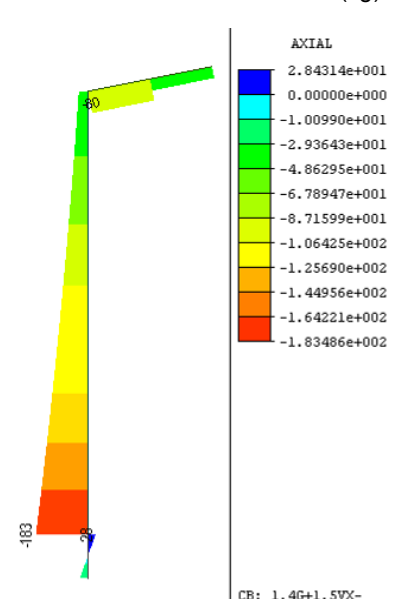
$M_{max} = -1405$ kgm

SFORZO DI TAGLIO Fz (kg)



$Fz_{max} = 1562$ kg

SFORZO ASSIALE Fx (kg)



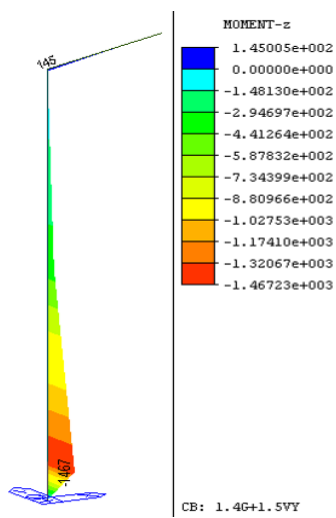
$Fx_{max} = 183$ kg

COMBINAZIONE 3 SLU 1.4*G+1.5*VY

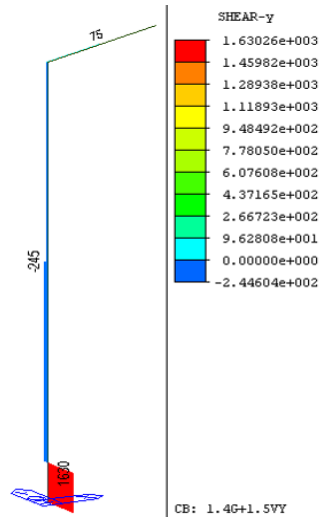
MOMENTO FLETTENTE Mz (kgm)

SFORZO DI TAGLIO Fy (kg)

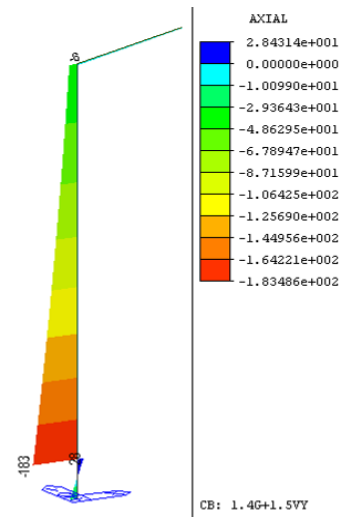
SFORZO ASSIALE Fx (kg)



$M_{max} = 1467 \text{ kgm}$



$F_{y_{max}} = 1630 \text{ kg}$



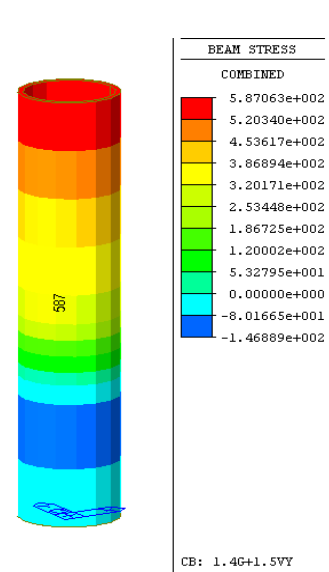
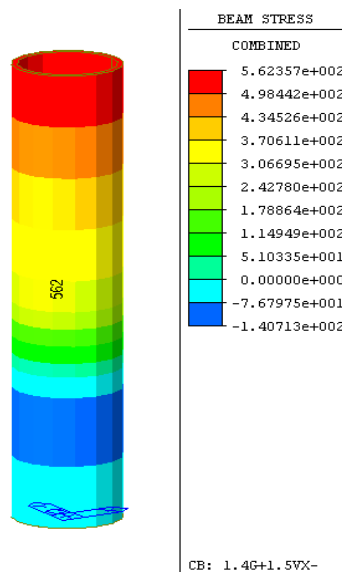
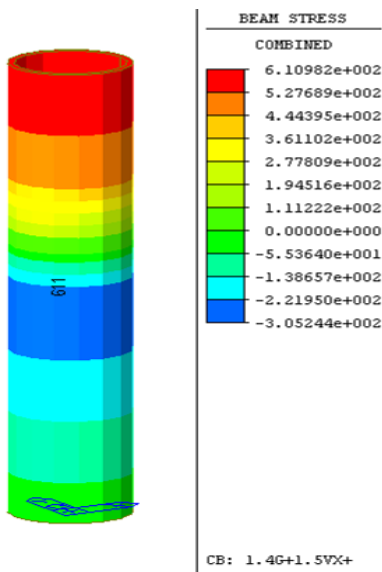
$F_{x_{max}} = 183 \text{ kg}$

MAPPA TENSIONI COMBinate (kg/cm²)

COMB. 1 SLU 1.4*G+1.5*VX+

COMB. 2 SLU 1.4*G+1.5*VX-

COMB. 3 SLU 1.4*G+1.5*VY



$$f_d = f_{yk} / \gamma_{MO} = 2750 / 1.0 = 2750 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 611 \text{ kg/cm}^2 \text{ (combinazione 1)}$$

$$\sigma_{max} / f_d = 0.22 < 1$$

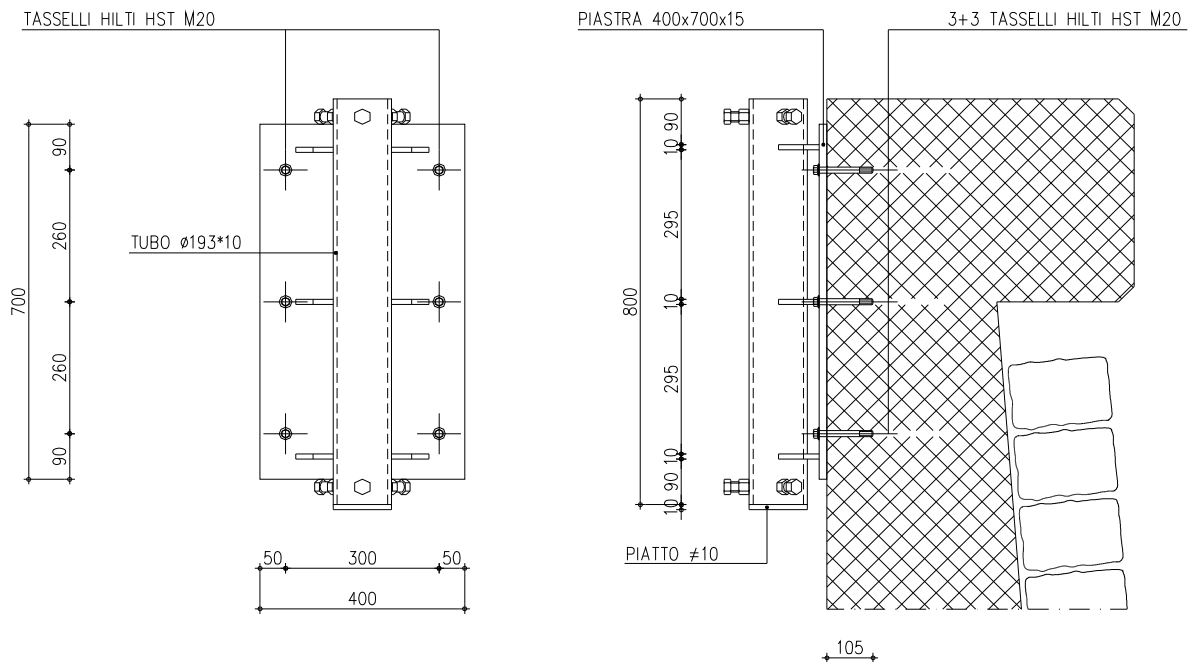
TABELLA REAZIONI VINCOLARI ALLA BASE E IN SOMMITA' DEL TUBO-INCASTRO

Node	Load	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)
1	1.4G+1.5VX+	1697	0	28
2	1.4G+1.5VX+	-1941	0	212
1	1.4G+1.5VX-	-1562	0	28
2	1.4G+1.5VX-	1806	0	212
1	1.4G+1.5VY	68	1630	28
2	1.4G+1.5VY	-68	-1875	212

4.6.2. Verifica nodi

NODO PIASTRA-MURO DI SOSTEGNO IN C.A.

Il giunto viene realizzato con una piastra in acciaio da mm 400x700x15 e 6 tasselli HILTI HST M20 o similari

**COMBINAZIONE 1 SLU 1.4*G+1.5*VX+**

Sforzo di trazione sui due tasselli inferiori

$$N_{Sd} = 1941 \text{ kg}$$

Sforzo di taglio sui due tasselli inferiori

$$V_{Sd} = 212 \text{ kg}$$

$c_{min} = 14 \text{ cm}$ (distanza minima del tassello dal bordo del calcestruzzo)

$s = 30 \text{ cm}$ (interasse tasselli)

VERIFICA A TRAZIONE

Sforzo di trazione su un tassello

$$N_{Sd} = 1941/2 = 971 \text{ kg}$$

$$N_{Rd} = \text{MIN}(N_{Rd,p}; N_{Rd,c}; N_{Rd,s}) = \mathbf{1529 \text{ kg}}$$

Resistenza allo sfilamento

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-01-E-CV-CL-NV0207-003-C00.DOC</p> <p style="text-align: right;">Foglio 42 di 42</p>

$$N_{Rd,p} = N^{\circ}_{Rd,p} * f_B = 1390 * 1.1 = 1529 \text{ kg}$$

Resistenza alla rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Rd,c} = N^{\circ}_{Rd,c} * f_B * f_{AN} * f_{RN} = 1690 * 1.1 * 1 * 1 = 1859 \text{ kg}$$

Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio

$$N_{Rd,s} = 4690 \text{ kg}$$

$$N_{Sd} < N_{Rd}$$

VERIFICA A TAGLIO

Sforzo di taglio su un tassello

$$V_{Sd} = 212/2 = 106 \text{ kg}$$

$$V_{Rd} = \text{MIN}(V_{Rd,c}; V_{Rd,s}) = \mathbf{1408 \text{ kg}}$$

Resistenza di progetto rispetto al bordo del calcestruzzo

$$V_{Rd,c} = V^{\circ}_{Rd,c} * f_B * f_{AR,v} * f_{\beta V} = 1280 * 1.1 * 1 * 1 = 1408 \text{ kg}$$

Resistenza di progetto a taglio dell'acciaio

$$V_{Rd,s} = 4140 \text{ kg}$$

$$V_{Sd} < V_{Rd}$$

VERIFICA COMBINATA A TRAZIONE E TAGLIO

$$F_{Sd} = \sqrt{(N_{Sd})^2 + (V_{Sd})^2} = \sqrt{(971)^2 + (106)^2} = 977 \text{ kg}$$

$$\alpha = \arctg V_{Sd}/N_{Sd} = 6.23^{\circ}$$

$$F_{Rd} = ((\cos\alpha/N_{Rd})^{1.5} + (\sin\alpha/V_{Rd})^{1.5})^{-2/3} = \mathbf{1498 \text{ kg}}$$

$$F_{Sd} < F_{Rd}$$

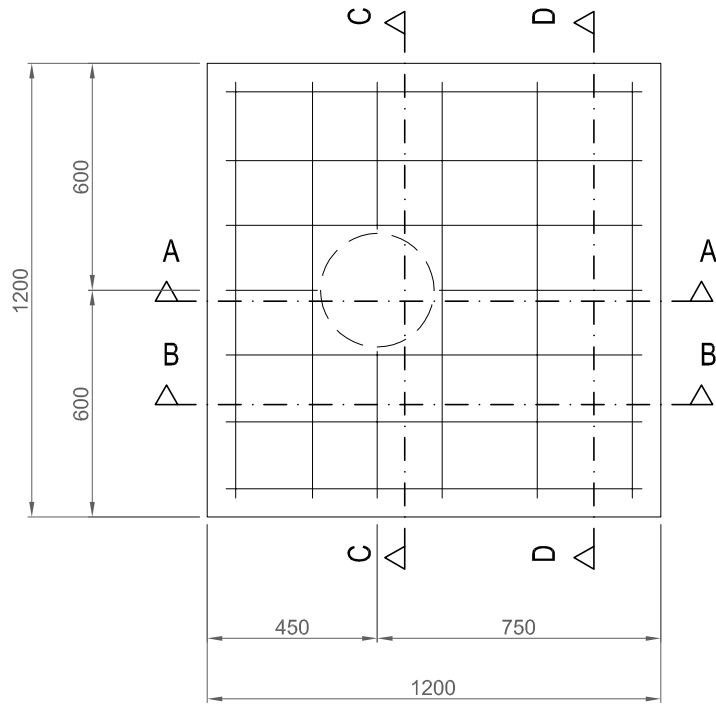
5. ALLEGATI

Allegato 1: Carpenteria metallica dei pali e carpenteria e armature dei plinti di fondazione

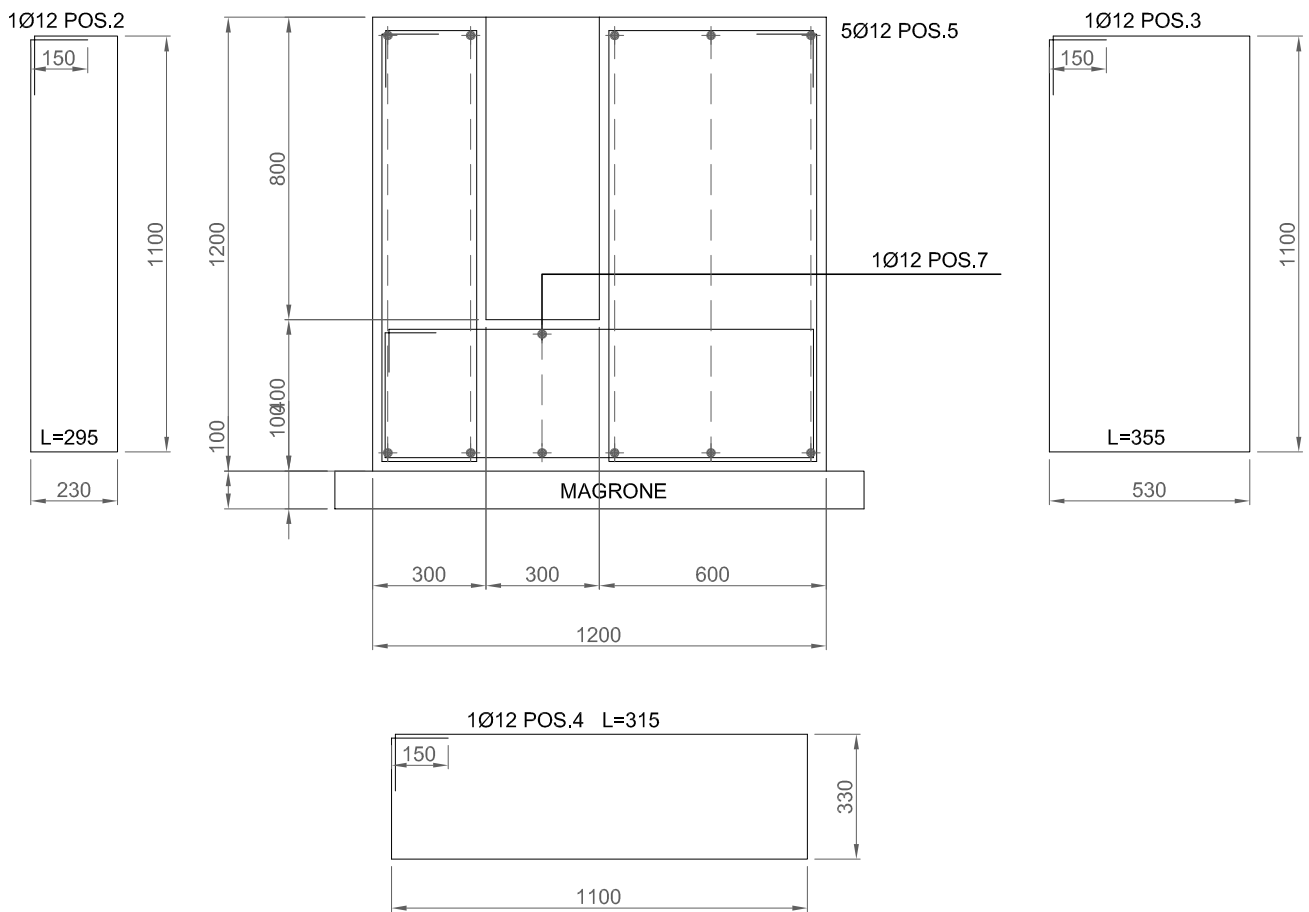
ALLEGATO 1

**CARPENTERIA METALLICA DEI PALI E CARPENTERIA E
ARMATURE DEI PLINTI DI FONDAZIONE**

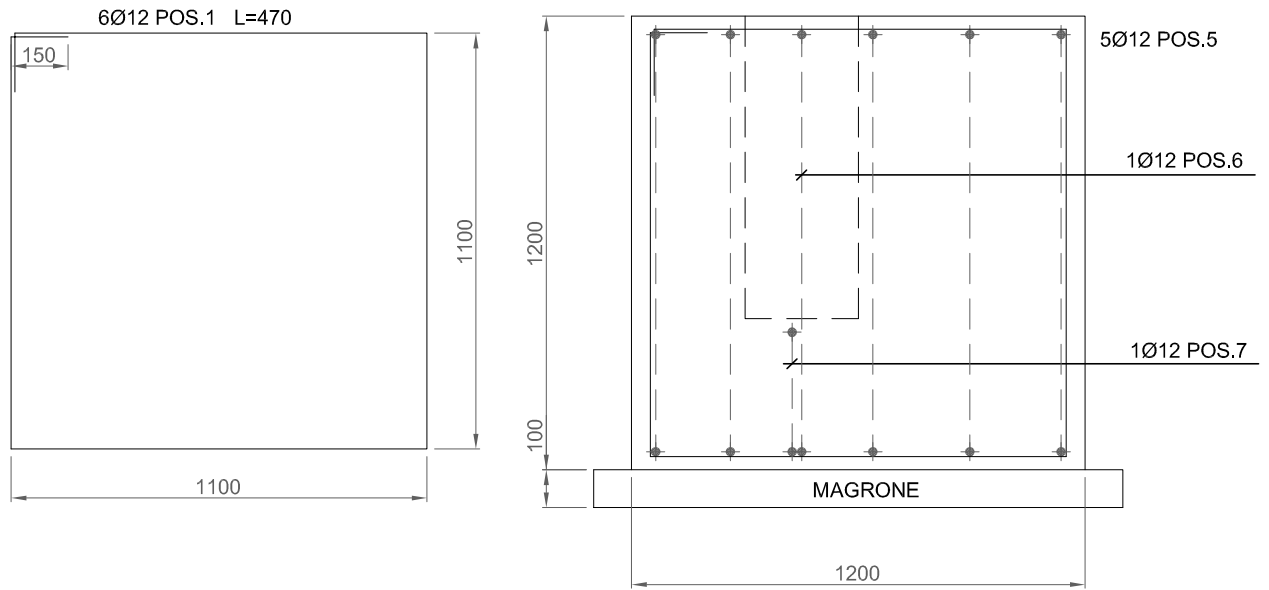
PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE - FOGLIO 1 DI 4



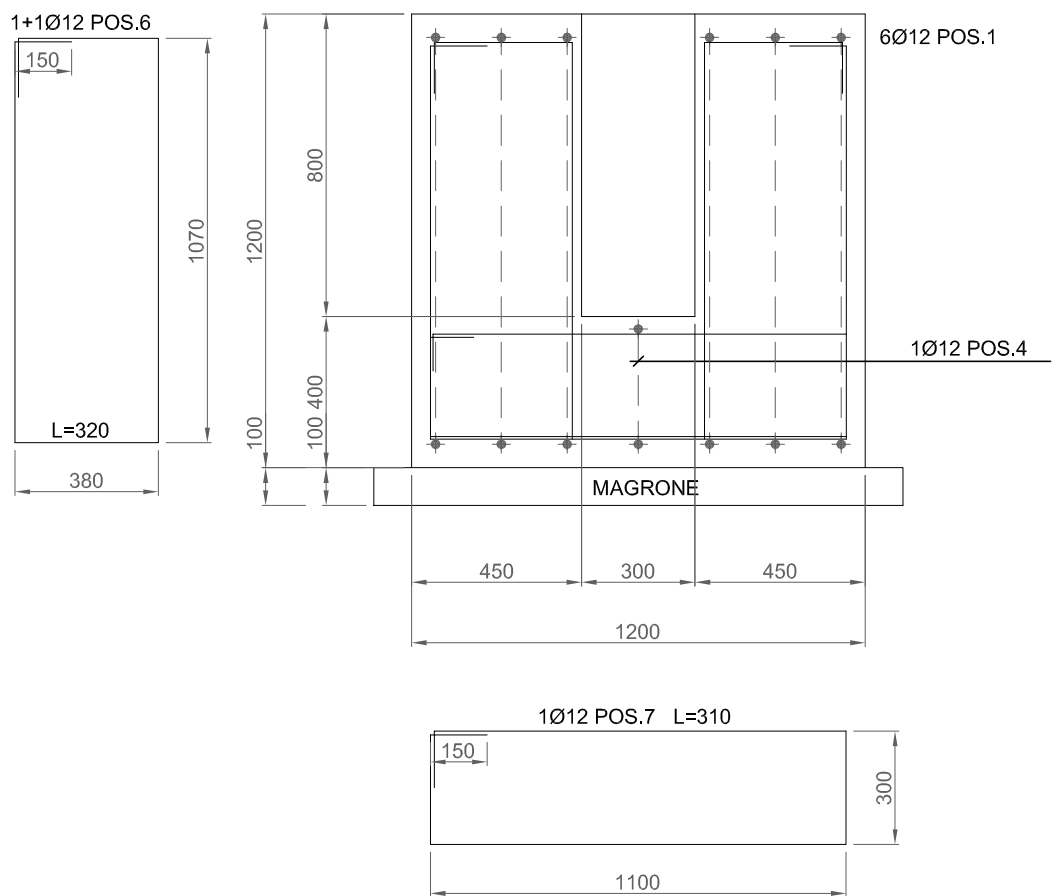
SEZIONE A-A



SEZIONE B-B



SEZIONE C-C



PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE - FOGLIO 3 DI 4

SEZIONE D-D

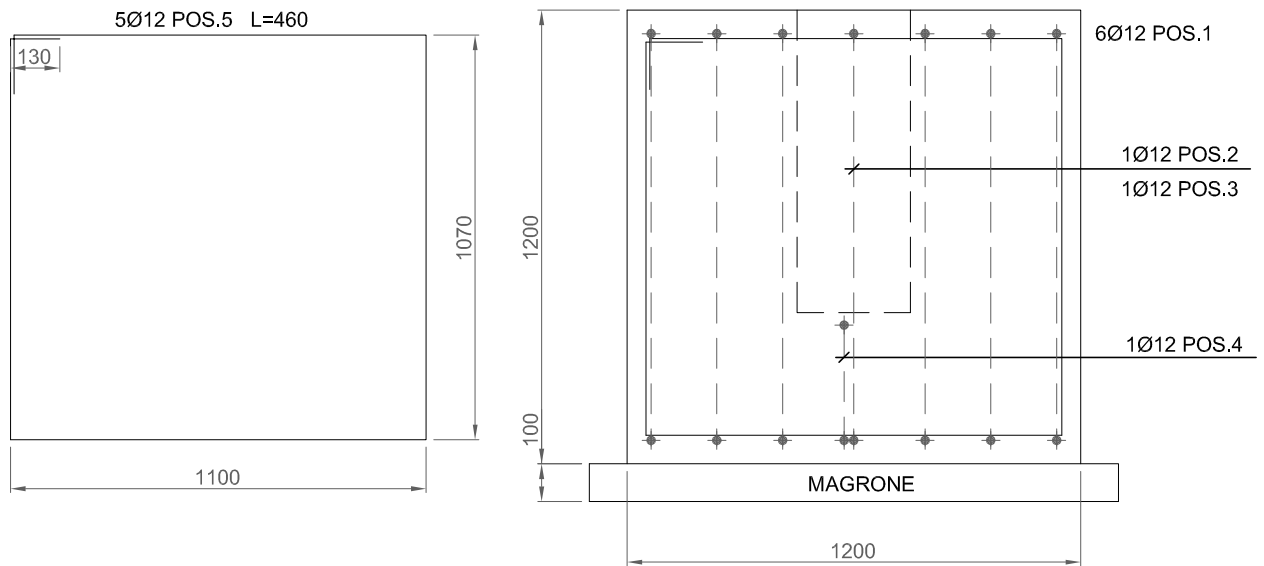
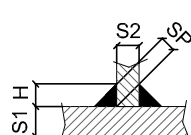


TABELLA FERRI

POSIZIONE	DIAMETRO	LUNGHEZZA (m)	NUMERO	PESO (kg)
1	Ø12	4,70	6	25
2	Ø12	2,95	1	2,6
3	Ø12	3,55	1	3,2
4	Ø12	3,15	1	2,8
5	Ø12	4,6	5	20,4
6	Ø12	3,20	2	5,7
7	Ø12	3,1	1	2,8
TOTALE				62,5

MATERIALI	TIPOLOGIA	CLASSE	RAPPORTO A/C	Ø MAX (mm) AGGREGATI	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CONSISTENZA	COPRIFERRO (cm)
CALCESTRUZZO	MAGRONE	C12/15 (Rck 150)	0,60	32	1	S4	-
	FONDAZIONE	C25/30 (Rck 300)	0,60	32	2a	S4	2,5
ACCIAIO	ACCIAIO FeB44K $f_t/f_y > 1,13$ $f_y/f_{yk} < 1,35$						
	ACCIAIO Fe430 PER STRUTTURE METALLICHE - ZINCATURA ≥ 800 g/m ²						
SALDATE	1 - GIUNTI SALDATI A PIENA PENETRAZIONE CLASSE DI QUALITA' "B" ELEVATA 2 - GIUNTI SALDATI CON CORDONI D'ANGOLO CLASSE DI QUALITA' "C" MEDIA 3 - GIUNTI SALDATI NON STRUTTURALI CLASSE DI QUALITA' "D" MODERATA						 <p>H=0,7xS2 S1 ≥ S2 SP=0,5xS2</p>
BULLONI	VITE CLASSE 8.8 - UNI 5737 DADO CLASSE 6S - UNI 5588 RONDELLE UNI 6592						

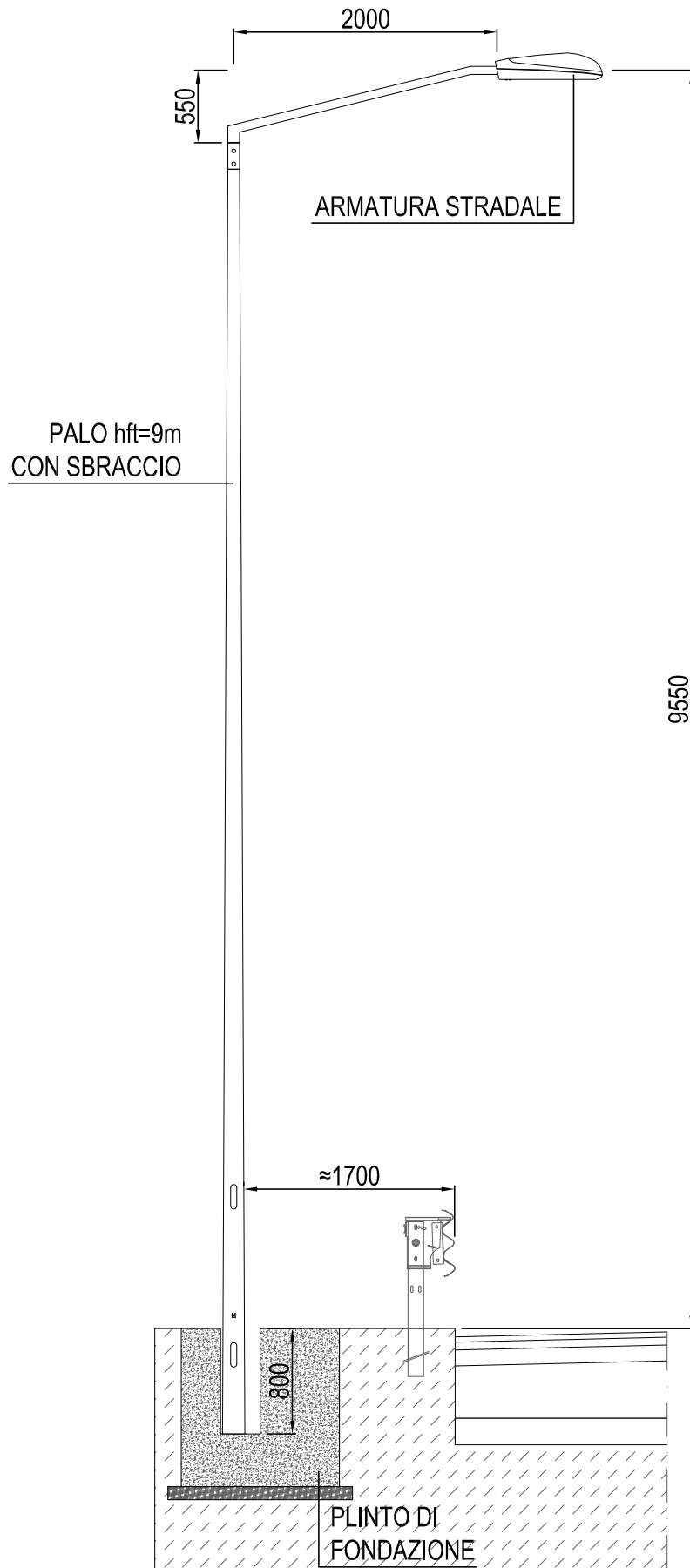
PRESCRIZIONI PER I GETTI

- TUTTE LE SUPERFICI NON PROTETTE DEI GETTI DOVRANNO ESSERE MANTENUTE UMIDE CON CONTINUA BAGNATURA PER ALMENO 7 GIORNI

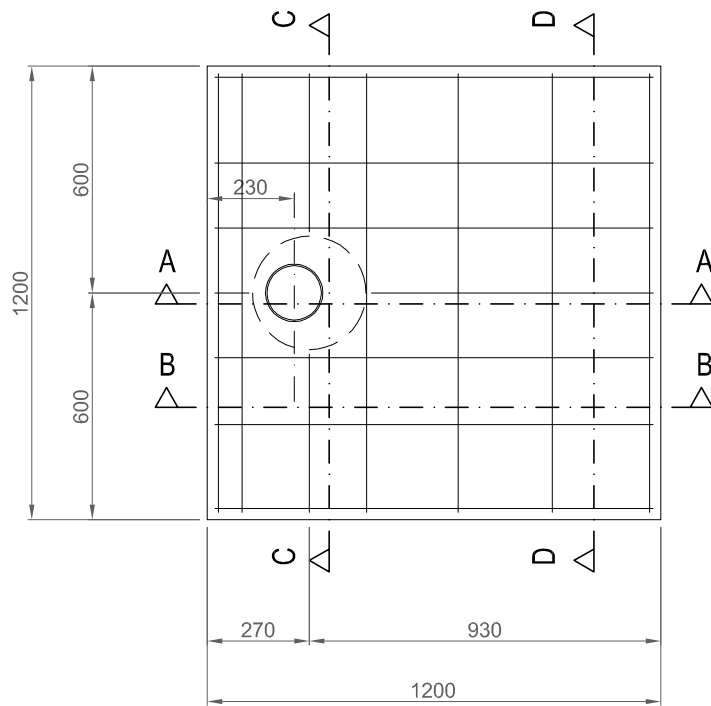
- DISARMO:

SPONDE DI CASSERI DI FONDAZIONI, MURI, TRAVI E PILASTRI 3 GIORNI

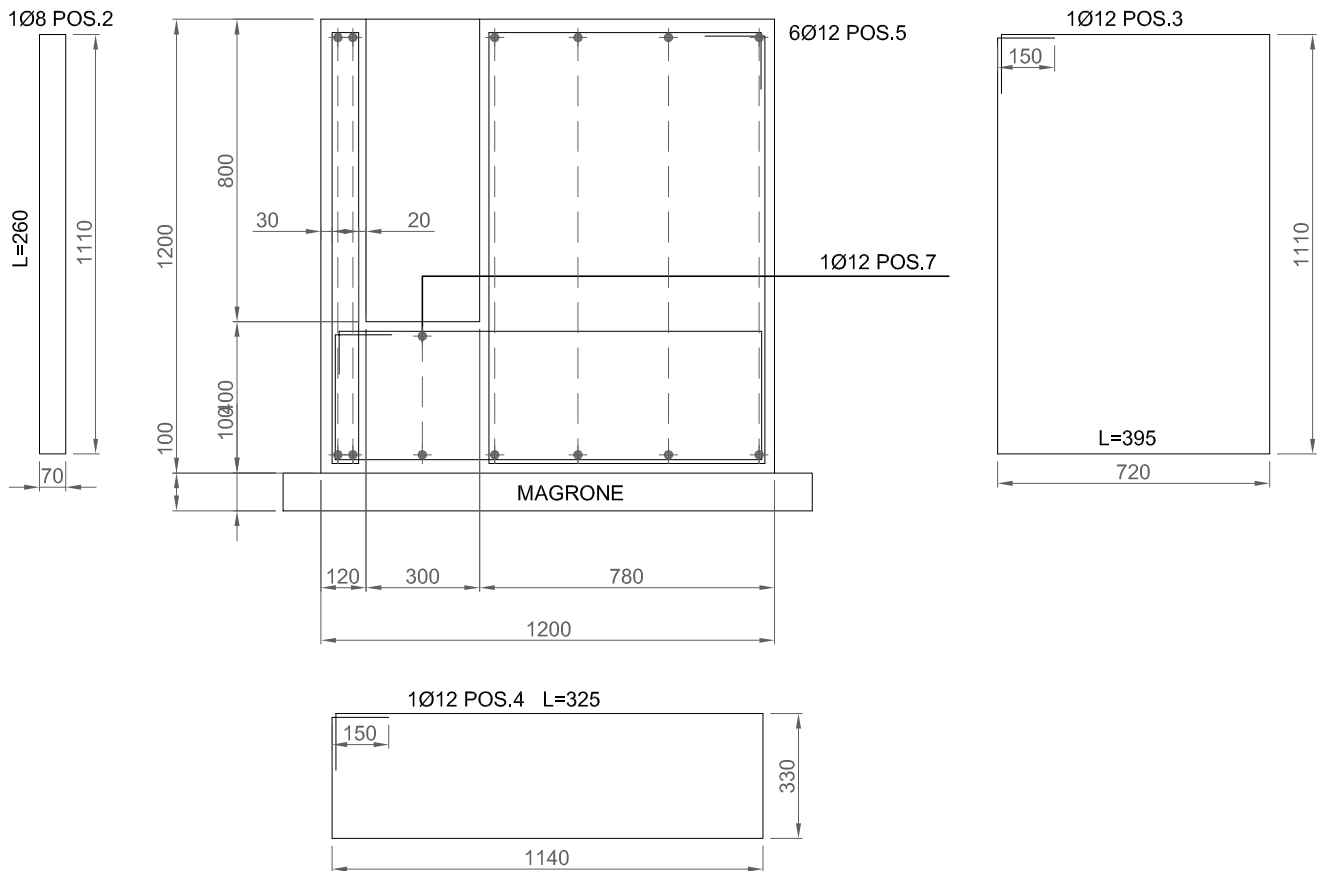
PARTICOLARE PALO ILLUMINAZIONE



PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE CON FORO
INFILAGGIO PALO ARRETRATO - FOGLIO 1 DI 4

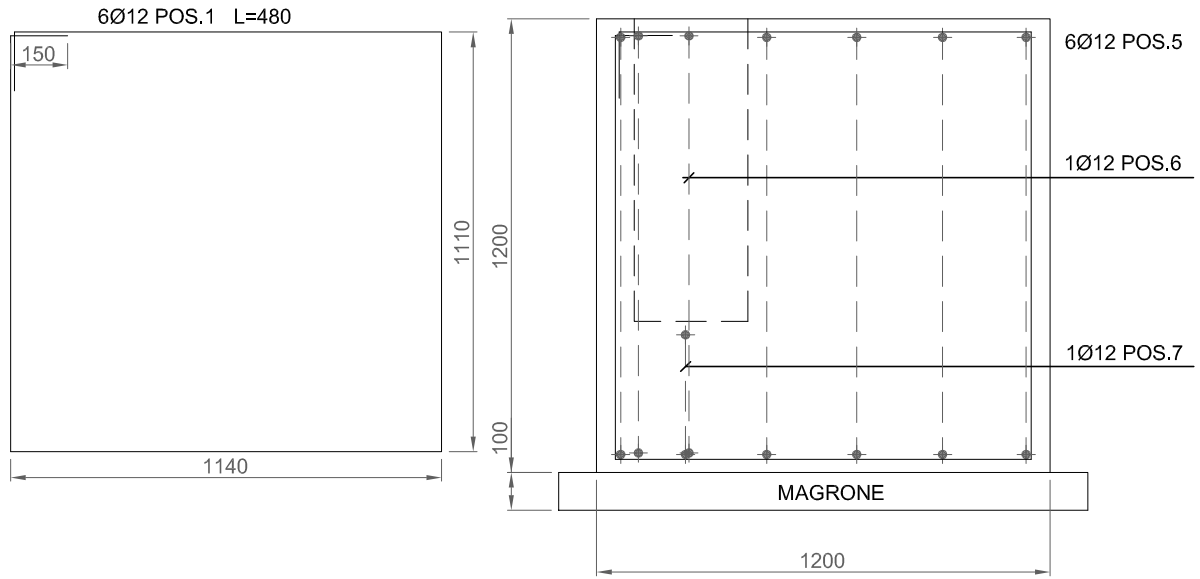


SEZIONE A-A

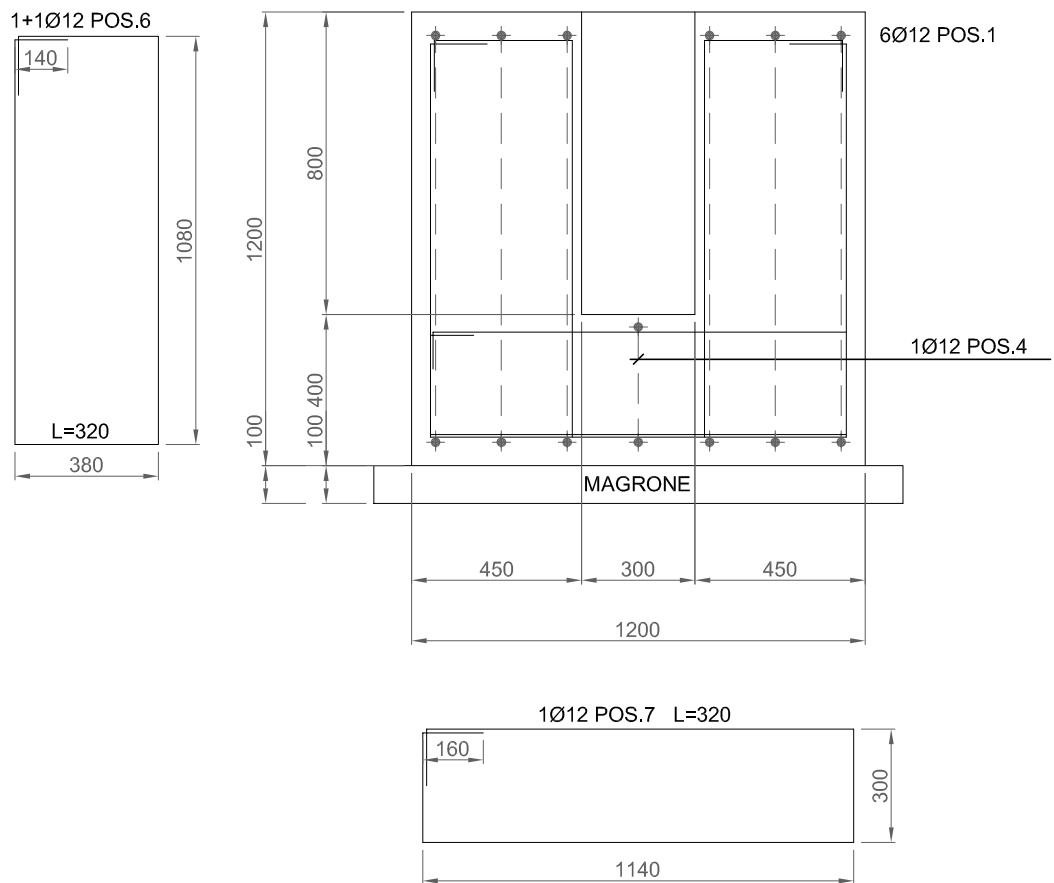


PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE CON FORO
INFILAGGIO PALO ARRETRATO - FOGLIO 2 DI 4

SEZIONE B-B



SEZIONE C-C



**PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE CON FORO
INFILAGGIO PALO ARRETRATO - FOGLIO 3 DI 4**

SEZIONE D-D

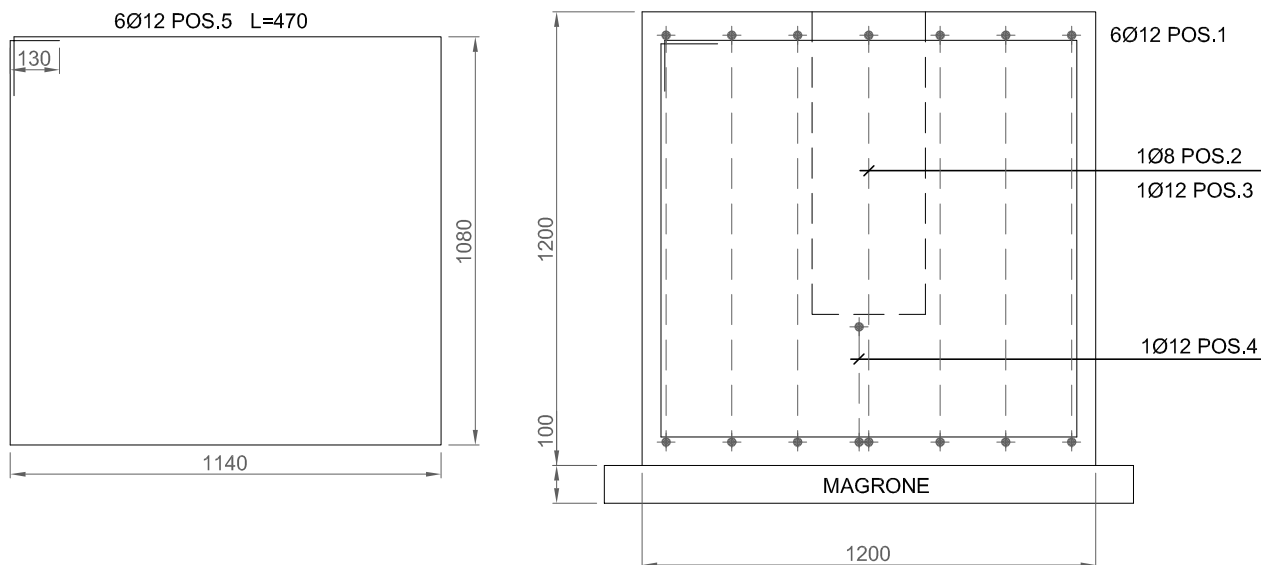
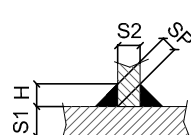


TABELLA FERRI

POSIZIONE	DIAMETRO	LUNGHEZZA (m)	NUMERO	PESO (kg)
1	Ø12	4,80	6	26
2	Ø8	2,60	1	1
3	Ø12	3,95	1	3,5
4	Ø12	3,25	1	3
5	Ø12	4,70	6	25
6	Ø12	3,20	2	5,7
7	Ø12	3,20	1	2,9
TOTALE				67,1

MATERIALI	TIPOLOGIA	CLASSE	RAPPORTO A/C	Ø MAX (mm) AGGREGATI	CLASSE DI ESPOSIZIONE	CONSISTENZA	COPRIFERRO (cm)
CALCESTRUZZO	MAGRONE	C12/15 (Rck 150)	0,60	32	1	S4	-
	FONDAZIONE	C25/30 (Rck 300)	0,60	32	2a	S4	3
ACCIAIO	ACCIAIO FeB44K $f_t/f_y > 1,13$ $f_y/f_{yk} < 1,35$						
	ACCIAIO Fe430 PER STRUTTURE METALLICHE - ZINCATURA ≥ 800 g/m ²						
SALDATE	1 - GIUNTI SALDATI A PIENA PENETRAZIONE CLASSE DI QUALITA' "B" ELEVATA 2 - GIUNTI SALDATI CON CORDONI D'ANGOLO CLASSE DI QUALITA' "C" MEDIA 3 - GIUNTI SALDATI NON STRUTTURALI CLASSE DI QUALITA' "D" MODERATA						 <p> $H=0,7 \times S2$ $S1 \geq S2$ $SP=0,5 \times S2$ </p>
BULLONI	VITE CLASSE 8.8 - UNI 5737 DADO CLASSE 6S - UNI 5588 RONDELLE UNI 6592						

PRESCRIZIONI PER I GETTI

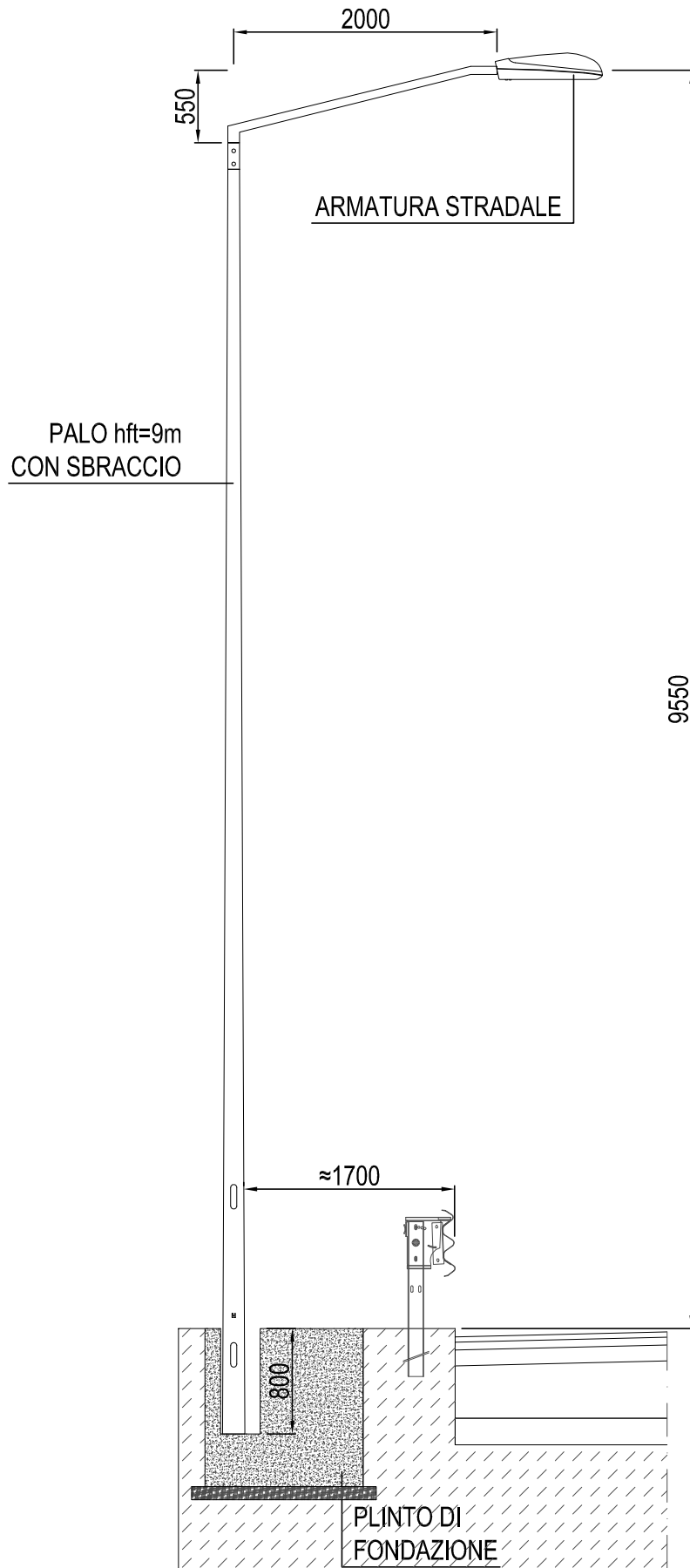
- TUTTE LE SUPERFICI NON PROTETTE DEI GETTI DOVRANNO ESSERE MANTENUTE UMIDE CON CONTINUA BAGNATURA PER ALMENO 7 GIORNI

- DISARMO:

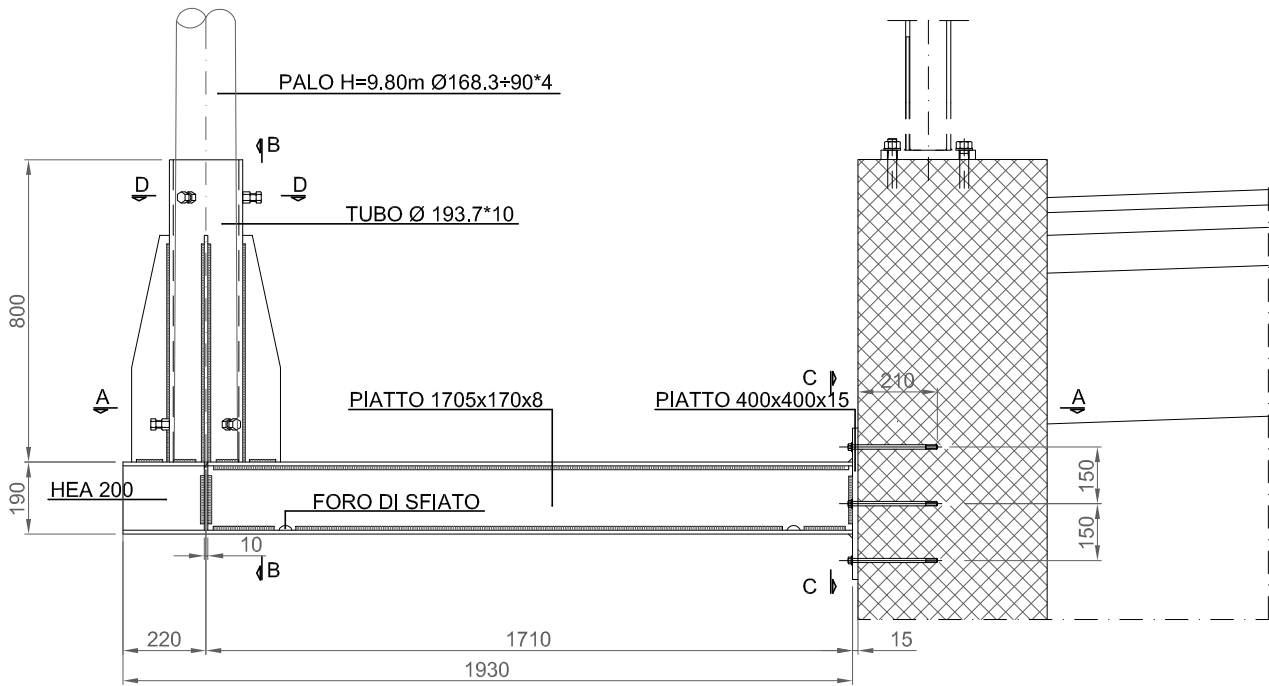
SPONDE DI CASSERI DI FONDAZIONI, MURI, TRAVI E PILASTRI 3 GIORNI

PLINTO DI FONDAZIONE PALO ILLUMINAZIONE CON FORO
INFILAGGIO PALO ARRETRATO - FOGLIO 4 DI 4

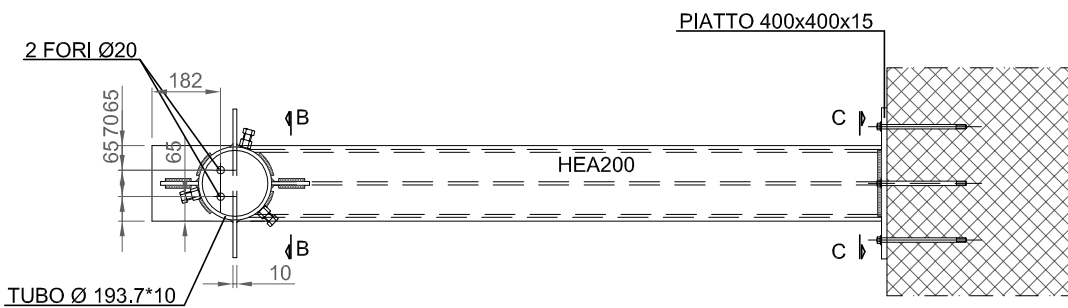
PARTICOLARE PALO ILLUMINAZIONE



MENSOLA PER PALO DI ILLUMINAZIONE - FOGLIO 1 DI 2



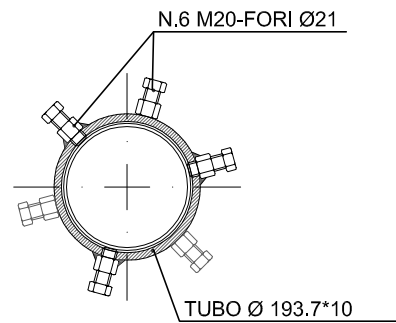
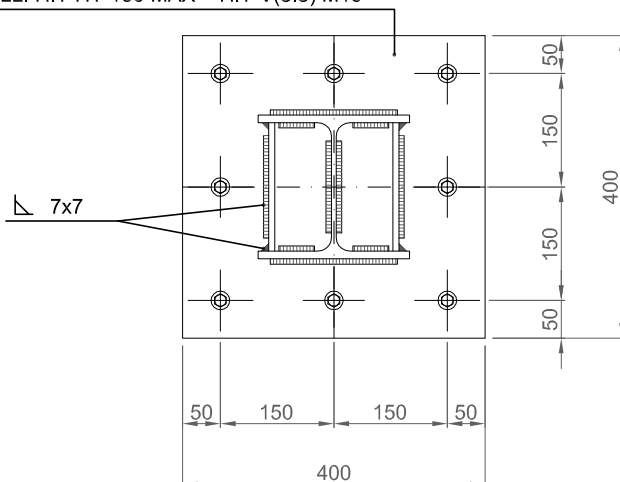
SEZIONE A-A



SEZIONE C-C

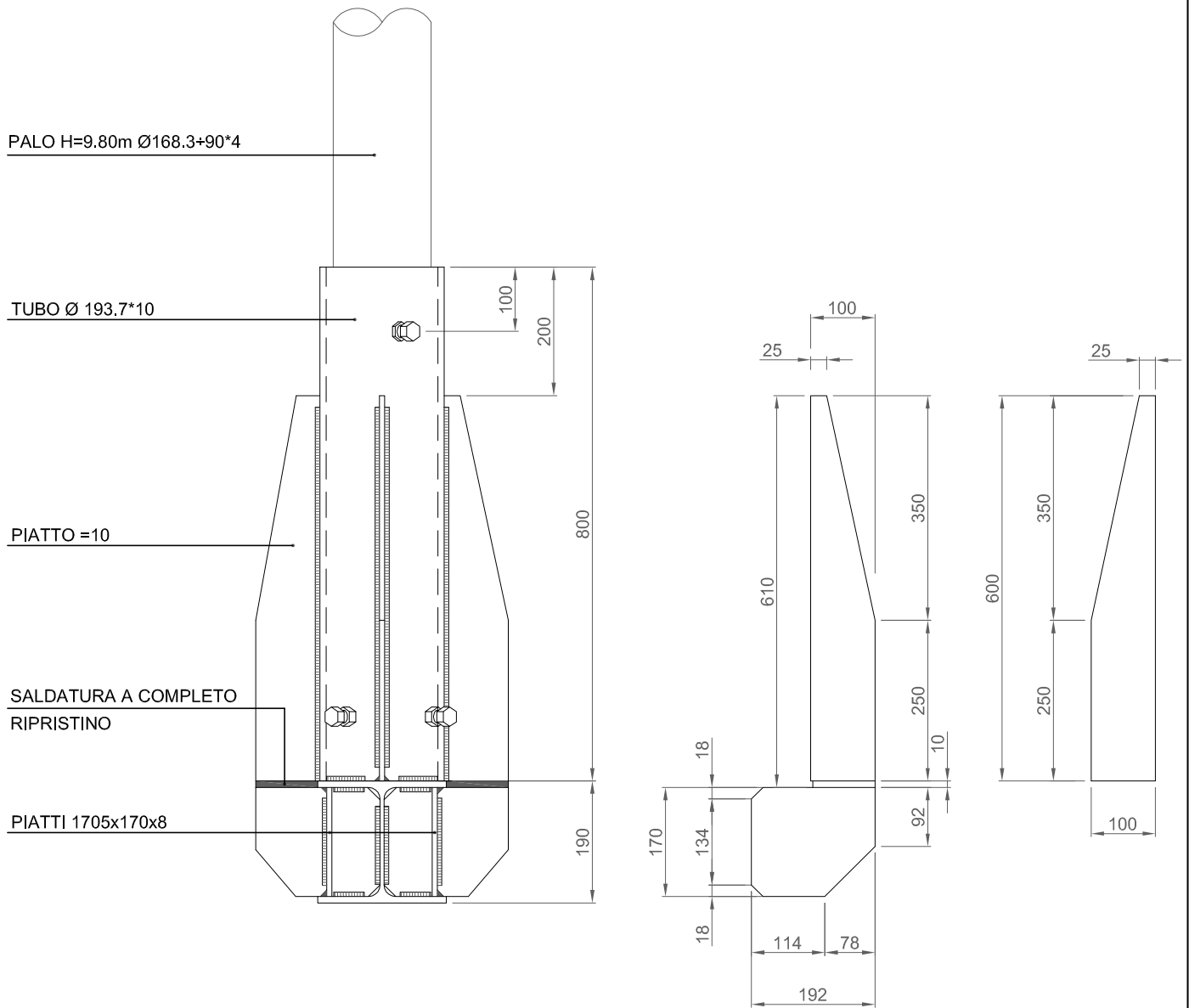
SEZIONE D-D

PIASTRA 400x400x15
8 TASSELLI HIT-HY 150 MAX + HIT-V(8.8) M16

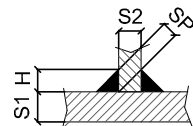


MENSOLA PER PALO DI ILLUMINAZIONE - FOGLIO 2 DI 2

SEZIONE B-B

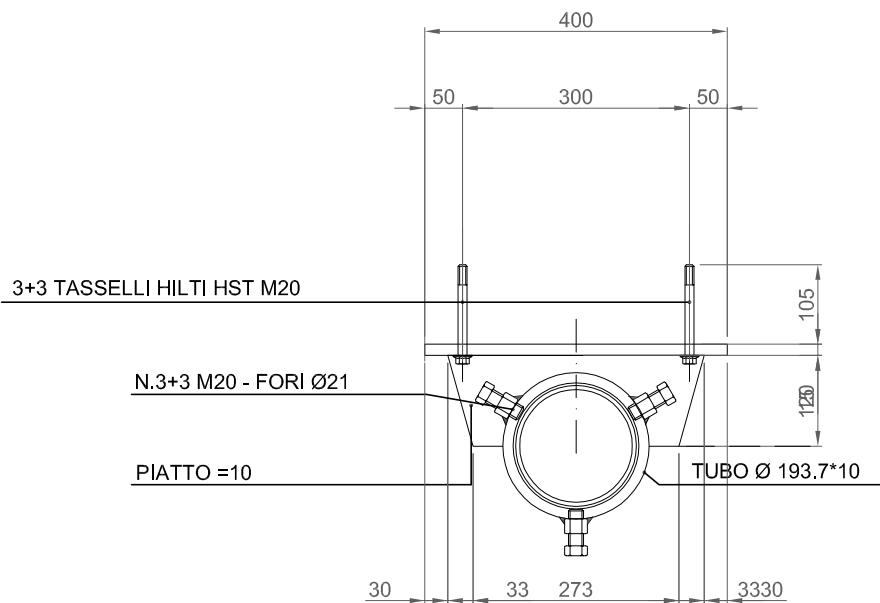
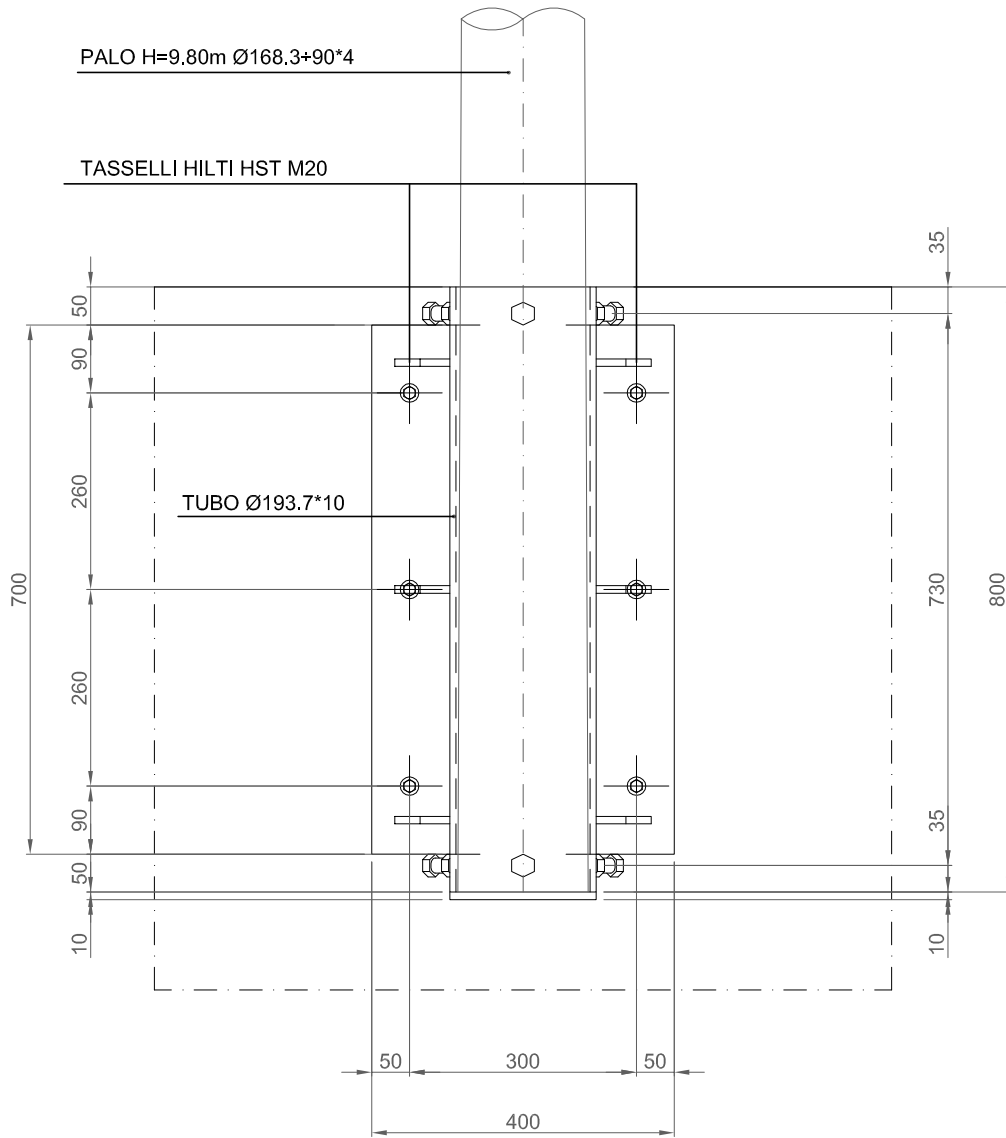


ACCIAIO	ACCIAIO FeB44K $f_t/f_y > 1,13$ $f_y/f_{yk} < 1,35$
	ACCIAIO Fe430 PER STRUTTURE METALLICHE - ZINCATURA ≥ 800 g/m ²
SALDATURE	<p>1 - GIUNTI SALDATI A PIENA PENETRAZIONE CLASSE DI QUALITA' "B" ELEVATA</p> <p>2 - GIUNTI SALDATI CON CORDONI D'ANGOLO CLASSE DI QUALITA' "C" MEDIA</p> <p>3 - GIUNTI SALDATI NON STRUTTURALI CLASSE DI QUALITA' "D" MODERATA</p>
BULLONI	<p>VITE CLASSE 8.8 - UNI 5737</p> <p>DADO CLASSE 6S - UNI 5588</p> <p>RONDELLE UNI 6592</p>

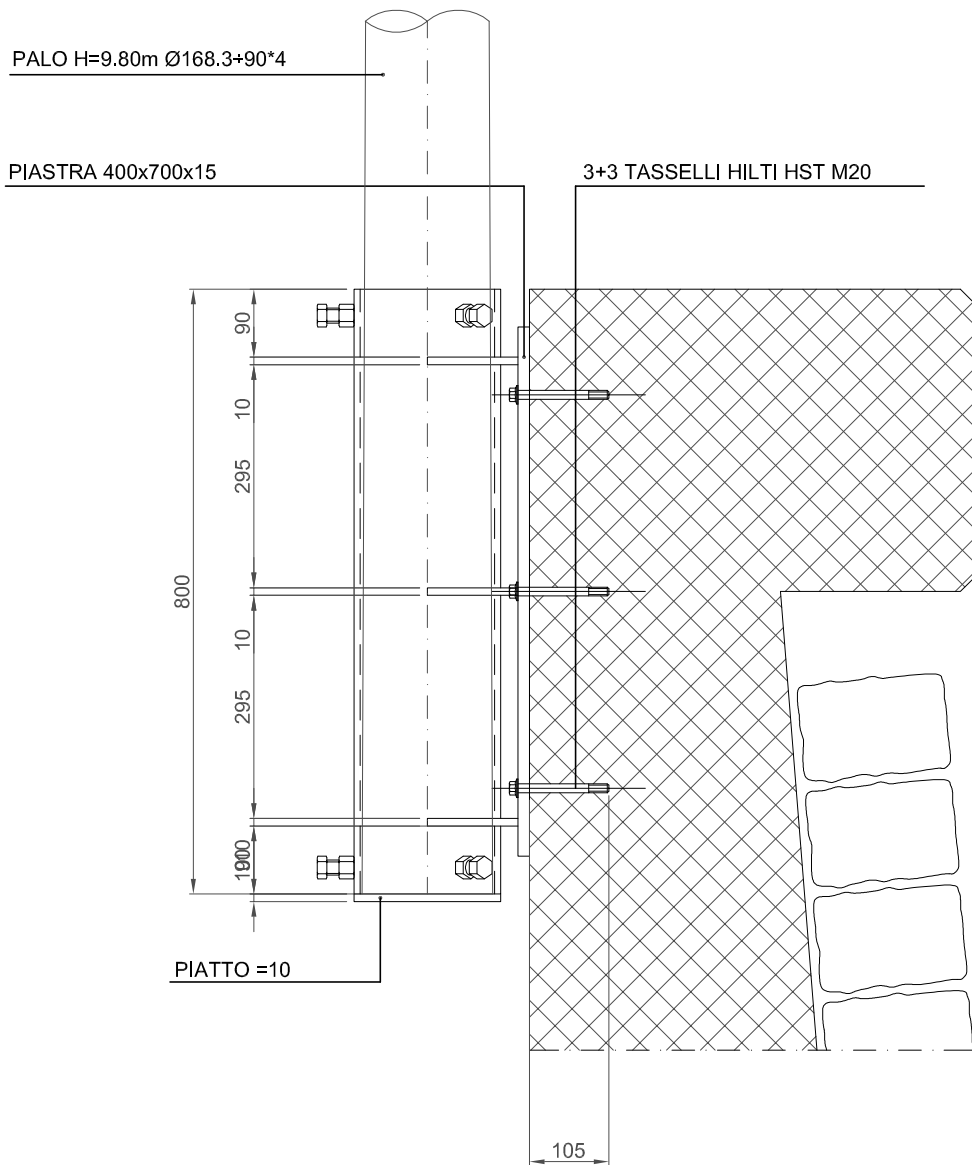


$H=0,7 \times S2$
 $S1 \geq S2$
 $SP=0,5 \times S2$

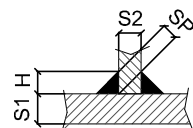
PIASTRA A MURO PER PALO DI ILLUMINAZIONE - FOGLIO 1 DI 2



PIASTRA A MURO PER PALO DI ILLUMINAZIONE - FOGLIO 2 DI 2



ACCIAIO	ACCIAIO FeB44K $f_t/f_y > 1,13$ $f_y/f_{yk} < 1,35$
	ACCIAIO Fe430 PER STRUTTURE METALLICHE - ZINCATURA ≥ 800 g/m ²
SALDATURE	<p>1 - GIUNTI SALDATI A PIENA PENETRAZIONE CLASSE DI QUALITA' "B" ELEVATA</p> <p>2 - GIUNTI SALDATI CON CORDONI D'ANGOLO CLASSE DI QUALITA' "C" MEDIA</p> <p>3 - GIUNTI SALDATI NON STRUTTURALI CLASSE DI QUALITA' "D" MODERATA</p>
BULLONI	<p>VITE CLASSE 8.8 - UNI 5737</p> <p>DADO CLASSE 6S - UNI 5588</p> <p>RONDELLE UNI 6592</p>



H=0,7xS2
S1 ≥ S2
SP=0,5xS2