

Ing. Mario Rossi

Ditta: sign. Paolo Rossi

**Realizzazione di un cancello scorrevole con
annesso cancello pedonale**

**RELAZIONE E TABULATO
DI CALCOLO
VERIFICHE GEOTECNICHE**

il calcolista

la ditta

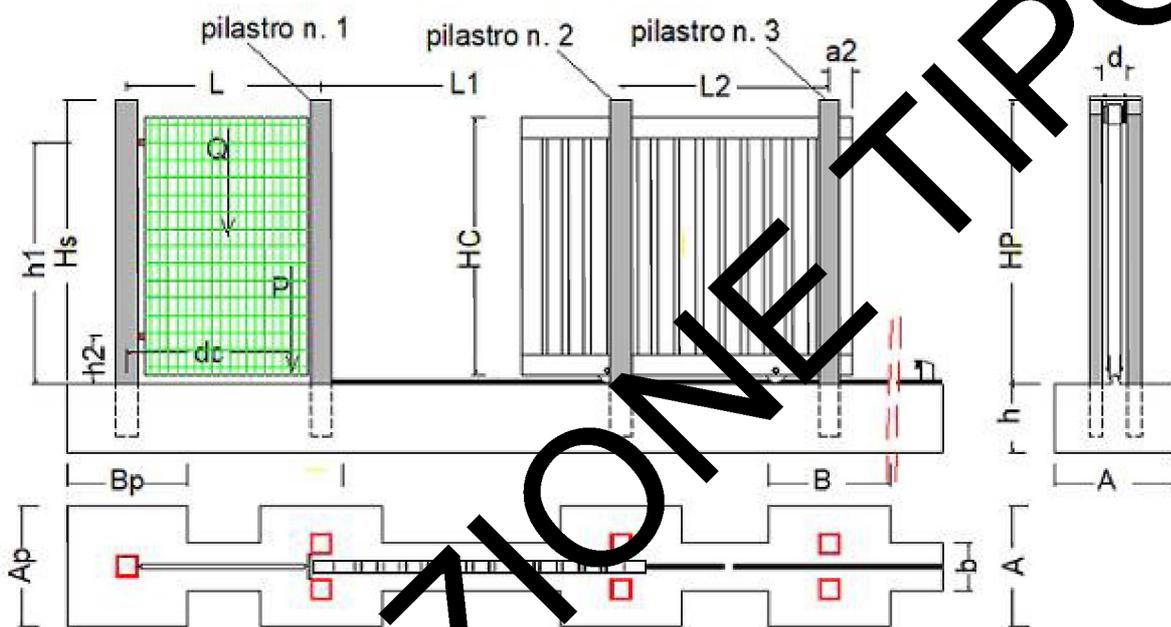
l'impresa esecutrice

il dir. del lav.

RELAZIONE E TABULATO DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo interessa un cancello scorrevole realizzato quasi interamente in acciaio scatolare zincato o meno munito di ruote a gola tonda e scorrevole su guida costituita da profilo ad "U" rovesciato.

Lo schema strutturale del cancello da installare dipende essenzialmente dagli usi a cui e' destinato e dalla ampiezza del passo carrabile, lo stesso puo' essere azionato a mano o meccanicamente; le verifiche strutturali non dipendono dal metodo di azionamento adottato.



Adiacente al cancello scorrevole è prevista la realizzazione di un cancello pedonale, l'insieme presenta il seguente schema strutturale:

Le verifiche degli elementi strutturali sono eseguite prendendo in conto le seguenti fasi:

- cancello chiuso;
- cancello in fase di apertura e sorretto da un solo pilastro (evento di brevissima durata);
- cancello semi-aperto o mantenuto completamente aperto (evento di lunga durata);

Ai fini delle verifiche sono state individuate le azioni che interessano il manufatto e le relative sollecitazioni sia nella fase statica che in quella sismica; le sezioni degli elementi interessati alla verifica sono quelle maggiormente sollecitate; sono state riportate le verifiche di stabilità e di resistenza adottando il metodo semiprobabilistico degli stati limite.

Ciascun pilastro può essere costituito da un gruppo di 2 o 4 profilati.

Normativa di riferimento per il calcolo delle parti strutturali

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti con riferimento al disposto delle seguenti norme:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 **Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.**

- Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974 - **Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971.**
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 "**Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.**"
- Decreto 17.01.2018 **Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.**
- CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. "**Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni**" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 "**Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.**"
- Eurocodice 2 Uni Env 1992-1-1 "**Progettazione delle strutture in calcestruzzo**"
- UNI EN 1011-2:2003 "**Saldatura - Raccomandazioni per la saldatura di materiali metallici - Saldatura ad arco per acciai ferritici**"
- **norme CNR-DT 207/2008**

I cancelli sono soggetti principalmente alle seguenti azioni: vento e sisma.

La struttura portante del cancello **scorrevole** e' costituita da profili scatolari in acciaio irrigidita internamente con profilati di acciaio di sezione inferiore a quella portante oppure da pannelli in acciaio ancorate a profilati scatolari. Il cancello sara' sostenuto inferiormente da rotaie a pavimento zincate e annegate ai plinti e alla trave di collegamento della fondazione. Il cancello scorrera' sulle rotaie a mezzo di ruote in posizione tale da distribuire equamente i carichi trasmessi dal cancello e dalle azioni a cui e' soggetto. Le ruote possono essere singole o doppie a seconda del peso del cancello. Per cancelli che hanno una pesa inferiore a daN 800 si possono utilizzare ruote singole, per cancelli che hanno peso maggiore si utilizzeranno ruote doppie; queste possono essere saldate, avvitate o fissate tramite perni all'interno del profilato inferiore. Le ruote vanno fissate all'interno del cancello ad una distanza pari ad 1/15 della luce dal bordo esterno. Il cancello sara' a volta sostenuto da pilastri in acciaio scatolare a sezione quadrata ammorzati a plinti di fondazioni dimensionati in funzione della capacita' portante del terreno di fondazione. Per cancelli di luce limitata e' possibile affidare la capacita' portante (3-4 m.) ad una coppia di pilastri. A seconda dell'uso e per luci maggiore la capacita' portante va affidata a tre pilastri non equidistanti fra loro. I pilastri possono essere singoli o accoppiati. Nel caso di pilastri accoppiati questi vengono collegati in sommita' da una piastra in acciaio, che oltre a ripartire le azioni orizzontali consente di fissare le piastre di guida del cancello a mezzo di bulloni in acciaio. Alle piastre di guida vanno fissate l'oliva in numero di 4, realizzare con struttura in acciaio ricoperte da fibre di nylon. L'azione sismica e l'azione del vento viene trasmessa ai pilastri a mezzo dell'oliva.

CANCELLO PEDONALE

Oltre al cancello scorrevole è prevista la realizzazione di un cancello pedonale ad una sola anta sorretto a mezzo di cardini saldati ad un pilastro in acciaio scatolare. L'apertura puo' avvenire manualmente oppure con l'ausilio di dispositivi elettrici. Per preservare l'opera da furti e' preferibile che i cardini siano saldati e non avvitati ai pilastri del cancello. Per cancelli di peso elevato e' bene posizionare un cardine al piede del pilastro saldato su profilato a T da annegare alla fondazione e l'altro all'estremita' superiore del cancello. In questa ipotesi lo schema statico si riduce ad una cerniera al piede e carrello in sommita' dal momento che il cardine superiore e' sollecitato soltanto da una forza orizzontale H. Nel caso di cancelli con peso modesto e' possibile utilizzare due cardini uguali, quello al piede puo essere saldato ad una altezza h dal pavimento. La presente relazione di calcolo interessa la verifica dei pilastri in acciaio, la verifica della saldatura dei cardini sia nel cancello che nel pilastro. L'ancoraggio del pilastro al plinto puo' avvenire

ancorando lo stesso prima del getto del plinto oppure a mezzo di **tirafondi**

. Per le verifiche oltre al peso del cancello viene considerato un carico concentrato di 100 daN applicato alla estremità' del cancello.

Le verifiche degli elementi strutturali del cancello pedonale sono eseguite prendendo in conto le seguenti fasi:

-cancello aperto. Nella verifica a cancello aperto oltre al peso proprio del cancello si mette in conto la presenza di un carico concentrato pari a 100 daN posizionato all'estremità' del cancello. Si sono registrati casi di incidenti per cedimento dei pilastri dovuti all'uso improprio da parte dei bambini che sfruttano la rotazione del cancello come elemento di gioco.

-cancello chiuso. In questa fase oltre al peso proprio del cancello viene considerata l'azione del vento.

Ai fini delle verifiche sono state individuate le azioni che interessano il manufatto e le relative sollecitazioni sia nella fase statica che in quella sismica; le sezioni degli elementi interessati alla verifica sono quelle maggiormente sollecitate, sono state riportate le verifiche di stabilità e di resistenza adottando il metodo semiprobabilistico degli stati limite.

I cancelli sono soggetti principalmente alle seguenti azioni: carichi concentrati all'estremità', vento e sisma. La struttura del cancello può avere una geometria semplice ed essere costituita da soli profilati scatolari e/e pieni che presentano linearità e semplicità di geometria, oppure una geometria complessa ed essere costituiti da profilati pieni o misti (acciaio scatolare e acciaio pieno) oppure essere realizzato in ferro battuto con geometrie semplici e complesse. Qualunque sia il tipo di struttura, lo schema statico e le azioni a cui è soggetto sono le stesse.

RELAZIONE TIPO

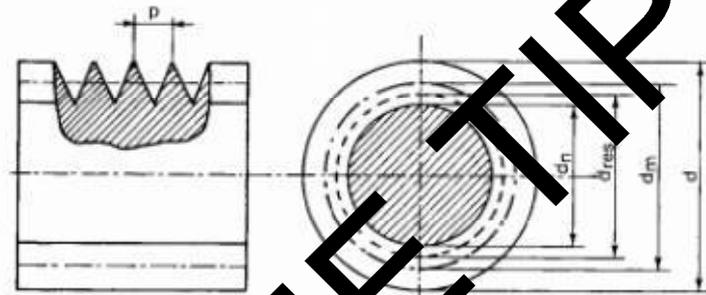
VERIFICHE TIRAFONDI

Nelle unioni bullonate il collegamento tra gli elementi strutturali viene garantito tramite l'applicazione dei bulloni. Tra le unioni bullonate possiamo distinguere due differenti tipologie: bullonature ad attrito e bullonature a taglio.

Nella prima la resistenza viene garantita dall'attrito tra le piastre in acciaio, applicando un'apposita coppia di serraggio ai bulloni per garantire il corretto contatto tra le piastre.

Nelle bullonature a taglio invece, le piastre esercitano un'azione tagliente sui bulloni ed essi possono subire degli spostamenti lungo la direzione ortogonale dei bulloni

CARATTERISTICHE DEI BULLONI



Caratteristiche geometriche

- p = passo della filettatura;
- d = diametro nominale del gambo;;
- d_n = diametro del nocciolo;
- d_m = diametro medio;
- $d_{res} = (d_n + d_m) / 2$ diametro della sezione resistente;
- A = area della parte non filettata del gambo;;
- A_{res} = area resistente della parte filettata del gambo.

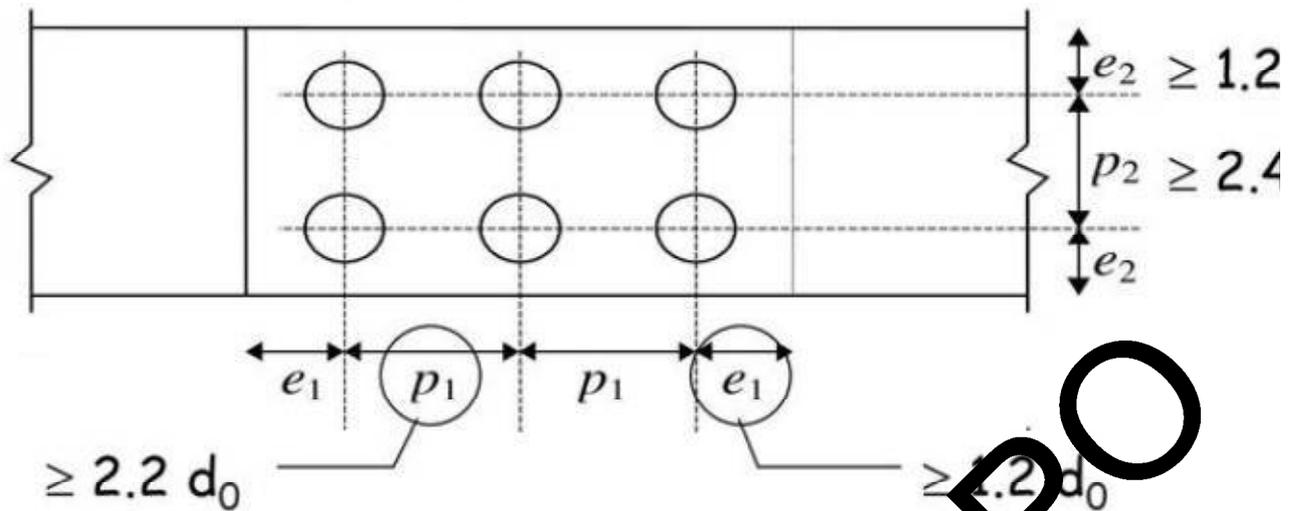
DIAMETRO DEI FORI E POSIZIONI

I diametri dei fori sulle piastre da unire vengono maggiorati in funzione del diametro nominale del bullone.

Le NTC18 al §4.2.8.1.1 in merito alle dimensioni dei fori, riportano quanto segue:

- *Maggiorazione di 1 mm per bulloni con diametri nominali fino a 20 mm;*
- *Maggiorazione di 1,5 mm per bulloni con diametri nominali maggiori di 20 mm.*

Nello stesso paragrafo, vengono riportate le distanze minime tra i fori e i bordi della piastra nonché le distanze tra i fori stessi. Con riferimento all'immagine di seguito riportata, le NTC18 in tab.4.2.2.VIII, riportano quanto segue:



- - $e_1 = 1.2 d_{0<sub>>$;
- - $e_2 = 1.2 d_{0<sub>>$;
- - $p_1 = 2.2 d_{0<sub>>$;
- - $p_2 = 2.4 d_{0<sub>>$.

VERIFICHE SUI BULLONI

Il bullone, a seconda dei casi, può essere soggetto a trazione o a taglio o ad entrambe le sollecitazioni, le piastre vanno invece verificate a sfondamento e punzonamento.

Per tutte le verifiche sopra elencate, le resistenze vanno ridotte per mezzo di un coefficiente di sicurezza $\gamma_{M2}=1.25$

Verifiche bulloni soggetti a taglio

Affinchè la verifica sia svolta, occorre che:

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} \leq 1$$

Con:

- - $F_{v,Ed}$: taglio sollecitante;
- - $F_{v,Rd}$: taglio resistente.

Il valore del taglio resistente viene valutato in funzione della classe del bullone.

Per bulloni di classe 4.6-5.6-8.8, nel caso di piano di taglio passante per un tratto di bullone filettato, il taglio resistente per singolo bullone è pari a:

$$F_{v,Rd} = (0.6 f_{tb} A_{res})/\gamma_{M2}$$

Per bulloni di classe 6.8- 10.9 invece:

$$F_{v,Rd} = (0.5 f_{tb} A_{res})/\gamma_{M2}$$

Dove:

- f_{tb} : tensione di rottura del bullone;
- A_{res} : area resistente della filettatura

Nel caso in cui il piano di taglio passi per il gambo non filettato del bullone, la resistenza viene calcolata per ogni classe con la seguente relazione:

$$F_{v,Rd} = (0.6 f_{tb} A) / \gamma_{M2}$$

con A si intende l'area della sezione calcolata considerando il diametro nominale del bullone

Verifiche bulloni soggetti a sola trazione

Affinchè la verifica sia soddisfatta occorre che:

$$F_{t,Ed} / F_{t,Rd} \leq 1$$

Con:

- - $F_{t,Ed}$: sforzo di taglio a trazione sollecitante;
- - $F_{t,Rd}$: sforzo di taglio a trazione resistente.

La resistenza di calcolo a trazione si calcola come segue:

$$F_{t,Rd} = (0.9 f_{tb} A_{res}) / \gamma_{M2}$$

Dove:

- f_{tb} : tensione di rottura del bullone;
- A_{res} : area resistente della filettatura

Verifiche bulloni soggetti a trazione e taglio

Nel caso in cui i bulloni siano soggetti all'azione combinata di taglio e trazione, deve essere soddisfatta la seguente relazione:

$$(F_{v,Ed} / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd}) \leq 1$$

E deve comunque essere soddisfatta anche la seguente relazione:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} \leq 1$$

VERIFICHE SULLE PIASTRE

Le verifiche sulle piastre vengono condotte al fine di evitare il punzonamento e il rifollamento.

Verifiche a punzonamento

Quando un bullone è sollecitato a trazione o compressione, il dado o la testa del bullone tendono a sottoporre la piastra a tensione di punzonamento.

Il valore della resistenza al punzonamento viene fornito dalla seguente relazione:

$$B_{p,Rd} = (0.6 \pi f_{tk} t_p d_m) / \gamma_{M2}$$

Dove:

- f_{tk} : tensione di rottura della piastra;
- t_p : spessore della piastra
- d_m : diametro della giacitura di rottura

$$d_m = (s+e)/2$$

La verifica è soddisfatta se:

$$(F_{t,Ed} / B_{p,Rd}) \leq 1$$

Verifiche a rifollamento

Quando l'unione bullonata è soggetta a trazione, il bullone preme sulla superficie interna del foro determinando una deformazione detta rifollamento.

La resistenza a rifollamento viene valutata dalla seguente espressione:

$$F_{b,Rd} = (k \alpha f_{tb} t d) / \gamma_{M2}$$

Dove:

- d : diametro nominale del bullone;
- t : spessore della piastra
- k, α : coefficienti determinati in funzione della posizione dei fori:

Per i bulloni di bordo:

$$\alpha = \min \{ (e_1 / 3d_0); (f_{tb} / f_{tk}); 1 \}$$

$$k = \min \{ (2.8 e_2 / d_0) - 1.7; 2.5 \}$$

- Per i bulloni di interni:

$$\alpha = \min \{ (p_1 / 3d_0) - 0.25; (f_{tb} / f_{tk}); 1 \}$$

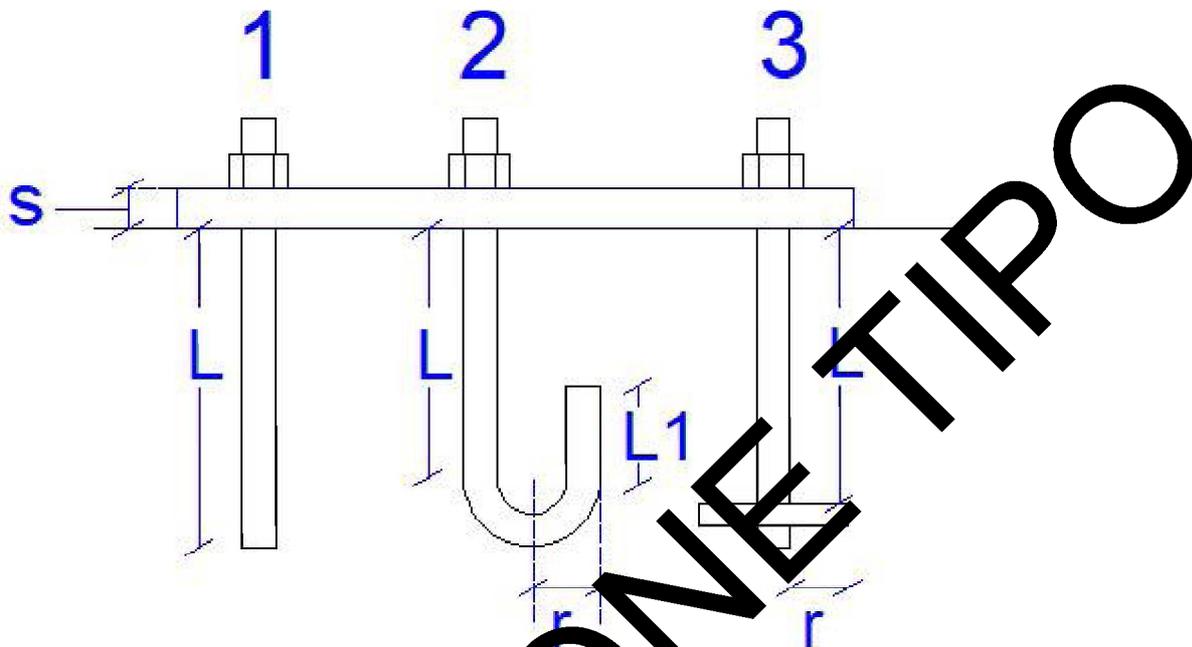
$$k = \min \{ (1.4 p_2 / d_0) - 1.7; 2.5 \}$$

La verifica a rifollamento risulta soddisfatta se:

$$(F_{b,Ed}/F_{b,Rd}) \leq 1$$

con $F_{b,Ed}$ la forza di progetto trasmessa dal bullone sulla superficie del foro.

VERIFICHE ALLO SFILAMENTO



Nella verifica allo sfilamento non vengono tenute in conto le forze di compressione. A vantaggio di sicurezza le forze che vengono tenute in conto sono quelle prodotte da M_x e M_y . A favore di sicurezza oltre a non considerare le forze di compressione, la forza di trazione prodotta da M_x e M_y viene sommata come se i due momenti fossero presenti contemporaneamente. Il calcolo della forza limite resistente $F_{s,Rd}$ dipende dal tipo di ancoraggio scelto dal progettista. A tal proposito sono stati definiti tre diversi tipi di ancoraggio. La forza limite $F_{s,Rd}$ viene calcolata in tre diversi modi.

Per il dimensionamento si fa riferimento alle norme UNI EN 1992-4:2018 – Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 4: Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo. Per un ancoraggio di **tipo 1** la forza limite di aderenza tra il tirafondo ed il calcestruzzo è data da:

$$F_{s,Rd} = (f_{bd}/(1 + \Phi/e_1)^2) * L * \pi * \Phi$$

con:

- - e_1 = distanza minima tra la barra e la superficie del blocco;
- - f_{bd} = tensione di aderenza tra il tirafondo e il calcestruzzo;
- - Φ = diametro del tirafondo
- - L = lunghezza rettilinea di ancoraggio

L'ancoraggio di **tipo 2** fa aumentare di molto la resistenza allo sfilamento per la presenza dell'uncino, la forza limite di aderenza viene calcolata con la seguente espressione:

$$F_{s,Rd} = (f_{bd}/(1 + \Phi/e_1)^2) * (L + 7.4*r + 3.5*L_1) * \pi * \Phi$$

con:

- - e_1 = distanza minima tra la barra e la superficie del blocco;
- - f_{bd} = tensione di aderenza tra il tirafondo e il calcestruzzo;
- - Φ = diametro del tirafondo
- - L = lunghezza rettilinea di ancoraggio
- - r = raggio dell'uncino
- - L_1 = secondo tratto verticale dopol'uncino

Anche nell'ancoraggio di **tipo 3** aumenta la resistenza allo sfilamento pe la presenza della rosetta, la forza limite di aderenza viene calcolata con la seguente espressione:

$$F_{s,Rd} = (f_{bd}/(1+ \Phi/e_1)^2) * L * \pi * \Phi + f_{cd} * \pi * r^2$$

con:

- - e_1 = distanza minima tra la barra e la superficie del blocco;
- - f_{bd} = tensione di aderenza tra il tirafondo e il calcestruzzo;
- - f_{cd} = tensione normale di compressione del calcestruzzo;
- - Φ = diametro del tirafondo
- - L = lunghezza rettilinea di ancoraggio
- - r = raggio della rosetta o piattello

DATI RELATIVI ALLE OPERE DA REALIZZARE

Le opere da realizzare risultano di proprieta' della ditta :sig. Paolo Rossi
ed hanno per oggetto : Realizzazione di un cancello scorrevole con annesso cancello pedonale

RELAZIONE TIPO

VERIFICHE GEOTECNICHE

Le NCT 2018, prescrivono che le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi per le fondazioni superficiali devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali previsti dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. La profondita' del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonche' sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondita' tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

In presenza di azioni sismiche, oltre a quanto previsto nel presente paragrafo, le fondazioni superficiali devono rispettare i criteri di verifica di cui al successivo § 7.11.5.3.1.

Per le fondazioni superficiali (§ 7.11.5.3.1) per le quali, se l'effetto dell'azione inerziale del volume significativo di terreno viene calcolato e messo in conto esplicitamente (anziche' impiegando le azioni pseudostatiche equivalenti) il valore del coefficiente di resistenza γ_R per la fondazione puo' essere assunto pari a 1.8 anziche' 2.3.

I dati geologici del sito oggetto di intervento sono state ampiamente descritte e riportate nella allegata Relazione Geologica per cui si ritiene superfluo riportare le relative:

- Indagini geognostiche in situ (Stratigrafia sondaggi, certificati ed elaborazione prove penetrometriche, schede del rilievo geomeccanico, ecc.);
- indagine geofisiche;
- prove e analisi di laboratorio con relativi certificati di prova;

Dalla allegata relazione geologica si evince che il terreno interessato all'opera da realizzare permettono di classificare il profilo stratigrafico ai fini della determinazione dell'azione sismica in sottosuolo del il sito oggetto di intervento ricade in categoria :

C- Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondita' del sottosuolo superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprieta' meccaniche con la profondita' e da valori di velocita' equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

I parametri geotecnici utilizzati sono:

Angolo attrito in gradi : 30.00

Coesione daN/cm² : 0.00

Peso volume daN/m³ : 1500

Modellazione geotecnica Ai fini del calcolo strutturale, il terreno sottostante l'opera viene modellato secondo lo schema di Winkler, cioe' un sistema costituito da un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti. Il suolo elastico alla Winkler e' un modello matematico del terreno adottato nel problema del calcolo delle fondazioni in cui si ipotizza che la spinta esercitata dalla fondazione sul suolo sia proporzionale all'abbassamento del suolo. Cio' consente di ricavare le rigidzze offerte dai manufatti di fondazione, siano queste profonde o superficiali, che sono state introdotte direttamente nel modello strutturale per tener conto dell'interazione opera/terreno.

Pericolosità sismica Ai fini della pericolosità sismica sono stati analizzati i dati relativi alla sismicità dell'area di interesse e ad eventuali effetti di amplificazione stratigrafica e topografica. Si sono tenute in considerazione anche la classe del manufatto assimilata a civile abitazione e la vita nominale. Per tale caratterizzazione si riportano di seguito i dati di pericolosità come da normativa:

Stato limite	T_r [anni]	a_g	F_0	T_c^*
Operatività (SLO)	30	0.410	2.487	0.250
Danno (SLD)	50	0.583	2.507	0.270
Salvaguardia vita (SLV)	475	2.387	2.257	0.420
Collasso (SLC)	975	3.395	2.363	0.468

Le componenti k_h e k_v dei coefficienti sismici orizzontali e verticali per il sito interessato sono di seguito riportati:

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
k_h	0.0137	0.0191	0.0934	0.1172
k_v	0.0068	0.0096	0.0467	0.0586
a_g	0.6714	0.9386	3.2715	4.1050
β_s	0.2000	0.2000	0.2800	0.2800

RELAZIONE TIPO

CAPACITA' PORTANTE PER CARICHI NON SISMICI

La verifica del sottostante terreno di fondazione viene eseguita per la combinazione di carico agli SLU adottando per le azioni i coefficienti parziali (A1), per i parametri geotecnici del terreno i coefficienti (M1) e per le resistenze i coefficienti parziali (R3)

approccio 2 combinazione unica(A1+M1+R3)

Per il calcolo del carico limite, in condizioni non sismiche, si utilizza la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

con:

$$e_y = M_x / N$$

$$L1 = L - 2 \cdot e_y$$

γ_t = peso specifico terreno in daN/mc³

c = coesione

e = eccentricita' dei carichi

L = larghezza della fondazione

B = Lunghezza della fondazione

D = Ammorsamento plinto = altezza plinto

$$N_q = \text{tg}^2[(\pi/4) + (\varphi/2)] \cdot e^{\varphi \cdot \text{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi$$

$$q = D \cdot \gamma_t$$

$$s_c = 1 + (B \cdot N_q) / (L1 \cdot N_c)$$

$$s_q = 1 + (0.4 \cdot (B/L1) \cdot \text{tg} \varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot (B/L1))$$

nel caso in cui D > B:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot (D/B1)$$

altrimenti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \text{arctg}(L/B1)$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg} \varphi)$$

La verifica allo scorrimento per forze orizzontale e' stata eseguita secondo lo stesso approccio, utilizzando la combinazione (A1+M1+R3) in condizioni non sismiche, utilizzando la formula:

$$R_d = 1/\gamma_R \cdot [N_d \cdot \text{tg} \varphi / \gamma_\varphi]$$

Per la verifica deve risultare :

$$T_d \leq R_d$$

RELAZIONE TIPO

CAPACITA' PORTANTE PER CARICHI SISMICI

La verifica del sottostante terreno di fondazione viene eseguita per la combinazione di carico agli SLU adottando per le azioni il coefficiente parziale (A1), per i parametri geotecnici del terreno il coefficiente parziale (M1) e per le resistenze il coefficiente parziale (R3)

Per il calcolo del carico limite, in condizioni sismiche, si utilizza la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

In questa espressione oltre i termini precedentemente indicati figurano i termini:

c_γ = coefficiente correttivo dovuti all'effetto cinematico.

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

con:

$$e_y = M_x / N$$

$$L1 = L - 2 \cdot e_y$$

γ_t = peso specifico terreno in daN/mc³

c = coesione

e = eccentricita' dei carichi

L = larghezza della fondazione

B = Lunghezza della fondazione

D = Ammorsamento plinto = altezza plinto

$$N_q = \text{tg}^2[(\pi/4) + (\varphi/2)] \cdot e^{\varphi \cdot \text{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi$$

$$q = D \cdot \gamma_t$$

$$s_c = 1 + (B \cdot N_q) / (L1 \cdot N_c)$$

$$s_q = 1 + (0.4 \cdot (B/L1) \cdot \text{tg} \varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot (B/L1))$$

nel caso in cui $D > B$:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot \text{arctg}(D/B1)$$

altrimenti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \text{arctg}(D/B1)$$

$$k_{hk} = \beta_q \cdot S_s \cdot S_\gamma \cdot a_g / g$$

$$c_\beta = (1 - k_{hk} \cdot \tan \beta_s)^{0.45}$$

$$k_{ki} = S_s \cdot S_T \cdot a_g / g$$

$$z_\beta = (1 - k_{ki} \cdot \tan \beta_s)^{0.7}$$

La verifica allo scorrimento per forze orizzontali e' stata eseguita secondo l'approccio 2, combinazione unica (A1+M1+R3) in condizioni sismiche, utilizzando la formula:

$$R_d = 1/\gamma_R \cdot [N_d \cdot \text{tg} \varphi / \gamma_\varphi]$$

Per la verifica deve risultare :

$$T_d \leq R_d$$

CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

profilato superiore e superiore orizzontale

sezione	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	Peso (daN/ml)
160*80*3	14.04	487.10	162.50	59.76	40.61	11.00

profilato sinistro e destro verticale

sezione	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	Peso (daN/ml)
160*80*3	14.04	487.10	162.50	59.76	40.61	11.00

profilato verticale interni

sezione	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	Peso (daN/ml)
80*60*3.2	8.44	76.10	48.50	19.00	16.50	6.63

caratteristiche singolo profilato del gruppo pilastrino n.1

sezione	N.Prof	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	Peso (daN/ml)
100x50*4	2	11.20	46.20	140.00	18.50	27.90	8.78

caratteristiche singolo profilato del gruppo pilastrino n.2

sezione	N.Prof	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	Peso (daN/ml)
100x50*4	2	11.20	46.20	140.00	18.50	27.90	8.78

caratteristiche singolo profilato del gruppo pilastrino n.3

sezione	N.Prof	A (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _x (cm ³)	W _y (cm ³)	Peso (daN/ml)
120*120*4	2	18.40	410.00	410.00	68.10	68.40	14.40

RELEVAZIONE

Caratteristiche del calcestruzzo e tens. max per SLU

classe calc.	F_{ck} (daN/cm ²)	F_{cd} (daN/cm ²)	E_c (daN/cm ²)	γ_d
25/30	250.00	141.67	314758	0.0035

Caratteristiche del calcestruzzo e tens. max per SLE combinazione RARA

classe calc.	n	σ_{c_max} (daN/cm ²)	σ_{f_max} (daN/cm ²)	E_c (daN/cm ²)
25/30	15	150.00	3600.00	314758

Acciaio per calcestruzzo

tipo	F_{yk} (daN/cm ²)	F_{cd} (daN/cm ²)	γ_d	σ'_{fu}	E_a (daN/cm ²)
B450C	4500	3913	0.0019	0.010	2100000

RELAZIONE TIPO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE CANCELLO E OEPERE DI FONDAZIONE

Lunghezza cancello m. :	6.15
altezza cancello in m. :	2.15
Interasse profilati interni cancello cm :	12.00
Dist. profilato pilastrini -dir. y- (d) m. :	0.20
Dist. profilato pilastrini -dir. x- (dx) m. :	0.00
Interasse pilastrini cancello (L1) m. :	6.00
Interasse pilastrini cancello (L2) m. :	3.50
Altezza pilastrini cancello (HC) m. :	2.30
Lung. plinto di fondazione (L) m. :	1.00
Largh. plinto di fondazione (B) m. :	1.00
Altezza plinto di fondazione (H) m. :	0.50
Larghezza trave di collegamento plinti (b) m. :	0.40
Altezza trave di collegamento (h) m. :	0.50
Peso cancello daN :	770

CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Angolo attrito in gradi :	30.00
Coesione daN/cm ² :	0.00
Peso di volume daN/m ³ :	1500

RELAZIONE TIPO

CALCOLO DELL' AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 del DM/2008 di seguito riportato.

Risulta particolarmente utile fare riferimento anche alla normativa CNR-DT 207/2008 avente per oggetto: **"Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"**.

La pressione, che agisce in direzione orizzontale, viene calcolata con la seguente espressione riportata nelle NCT/2008.

$$p = q_r * c_e * c_p * c_d$$

con :

q_r e' la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

c_e e' coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

c_p e' il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

c_d e' il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9

CALCOLO DELLA VELOCITA' DI RIFERIMENTO



Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso

il territorio italiano

Si definisce velocità base di riferimento v_b il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b e' data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} * c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$ e' la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

c_a e' il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s * (a_s / a_0) - 1 \quad \text{per } a_0 < a_s << 1500 \text{ m}$$

dove:

a_s e k_s sono parametri forniti nella Tab. 3.3.1 in funzione della zona in cui sorge la costruzione

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	27	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia, Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Calcolo della velocità di riferimento secondo le Nct 2018

La velocità di riferimento v_r e' il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R . Tale velocità e' definita dalla relazione:

$$v_r = v_b * c_r$$

dove:

v_b e' la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

c_r e' il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R

$$c_r = 0.75 + \sqrt{1 - 0.2 * \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]} \quad \text{per tutti i valori di } T_R \quad [3.3.3]$$

$$c_r = 1 \quad \text{per } T_R = 50 \text{ anni}$$

dove T_R e' il periodo di ritorno di progetto espresso in anni.

La pressione cinetica di riferimento viene calcolata con l'espressione riportata al punto 3.3.6 (Nct 2018)

$$q_r = \frac{1}{2} * \rho * v_r^2 \quad (3.3.6)$$

v_r e' la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

ρ e' la densita' dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 daN/m³;

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200 \text{ m}$, esso e' dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t * \ln(z/z_0)] \quad \text{per } Z_{min} \leq 200 \text{ m} \quad [3.3.7]$$

$$c_e(z) = c_e(Z_{min}) \quad \text{per } z < Z_{min}$$

dove:

k_r , z_0 , Z_{min} sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

c_t e' il coefficiente di topografia.

z altezza della costruzione in metri.

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	Z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

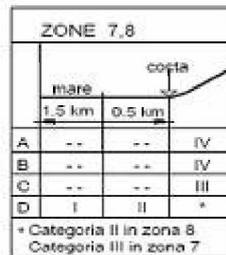
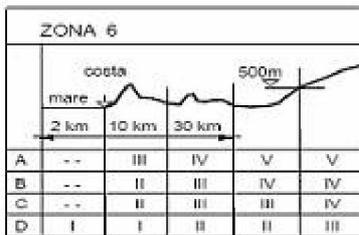
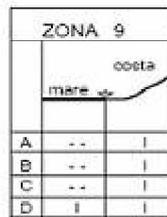
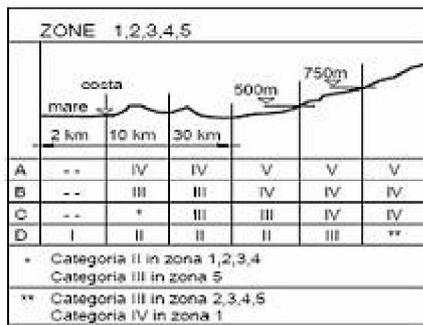
Il coefficiente di topografia c_t e' posto generalmente pari a **1**, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

RELAZIONE TIPO



COEFFICIENTE DI FORMA C_p (CNR-DT 207/2003)

La predetta norma stabilisce:

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $> 60^\circ$, $c_p = + 0,8$

COEFFICIENTE DINAMICO C_d (3.3. Nct 2018)

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente **pari ad 1** nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

RELAZIONE TIPO

RISULTATI DI CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

Comune interessato : Niscemi
Indirizzo : via Gorizia
Altitudine s.l.m. m. : 300.00
Altezza costruzione m. : 6.00
Distanza dalla costa [Km] : 25
Tempo di ritorno in anni (T_R) : 30
Zona di appartenenza 4:

- Sicilia e provincia di Reggio Calabria
 $v_{b,0}=28$ [m/s]; $a_0=500$ [m]; $k_a=0.36$ [1/s]

Corrispondente a: Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
Categoria di esposizione del sito : III
 $K_r=0.20$; $Z_0=0.10$ [m]; $Z_{min}=5$ [m]

Coefficiente di pressione C_p : 0.8
Coefficiente dinamico C_d : 1
Velocita' base di riferimento v_b : 28.00
Velocita' di riferimento v_r : 27.19
Coefficiente di altitudine c_a : 1.00
Coefficiente di ritorno c_r : 0.97
Pressione cinetica di riferimento q_r : 46.22
Coefficiente di topografia c_t : 1.00
Coefficiente di esposizione C_e : 1.800

Pressione del vento e valori di C_e a corrispondenza di z_{min} e dell'altezza massima

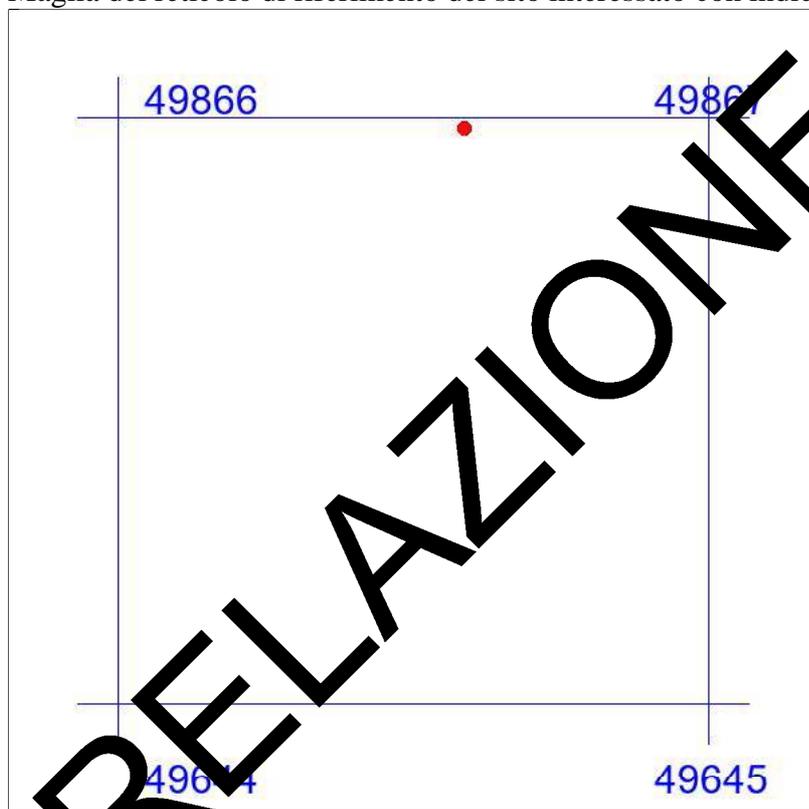
$C(z_{min})_e$	$p(z_{min})$ (daN/cm ²)	$C(z)_e$	$p(z)$ (daN/cm ²)
1.71	63.14	1.82	67.18

ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO

>

Le opere oggetto di calcolo ricadono in :	via Gorizia
Comune di :	Niscemi
Latitudine (coordinate Wgs84) :	37.1210
Longitudine (coordinate Wgs84) :	15.2124
Categoria di sottosuolo :	C
Categoria Topografica :	T1
Vita nominale V_N :	50
Classe d'Uso :	Classe II
Coefficienti d'Uso C_U :	1.0
Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N * C_U$:	1.0
Periodo di vibrazione della recinzione T_1	0.1672

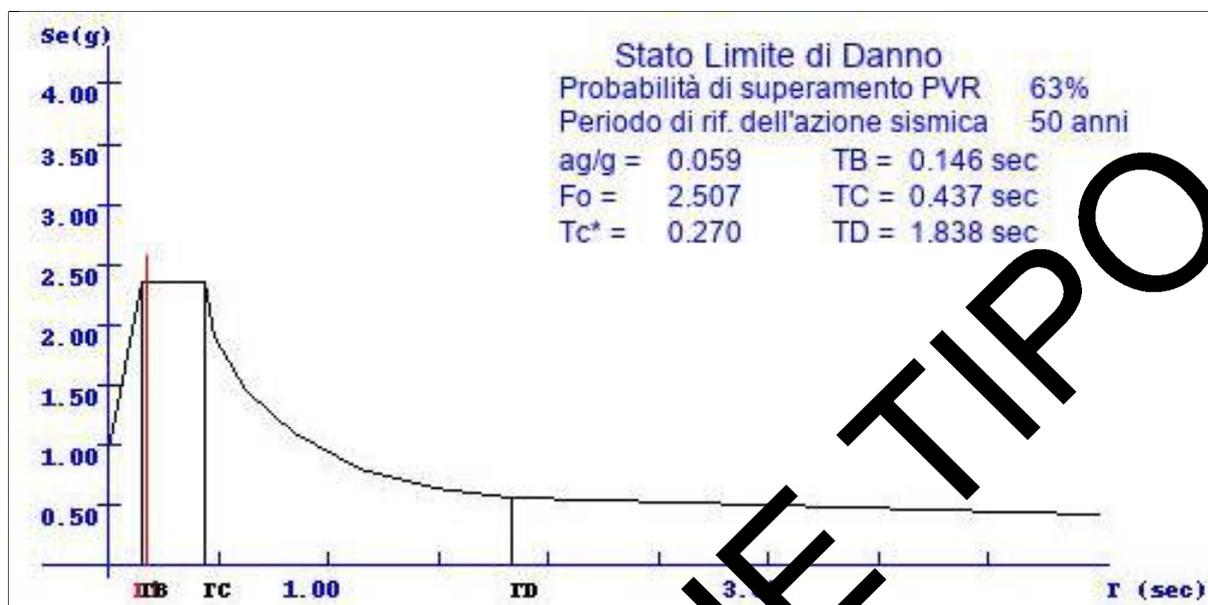
Maglia del reticolo di riferimento del sito interessato con indicazione (in rosso) del sito interessato



Coordinate del reticolo di riferimento

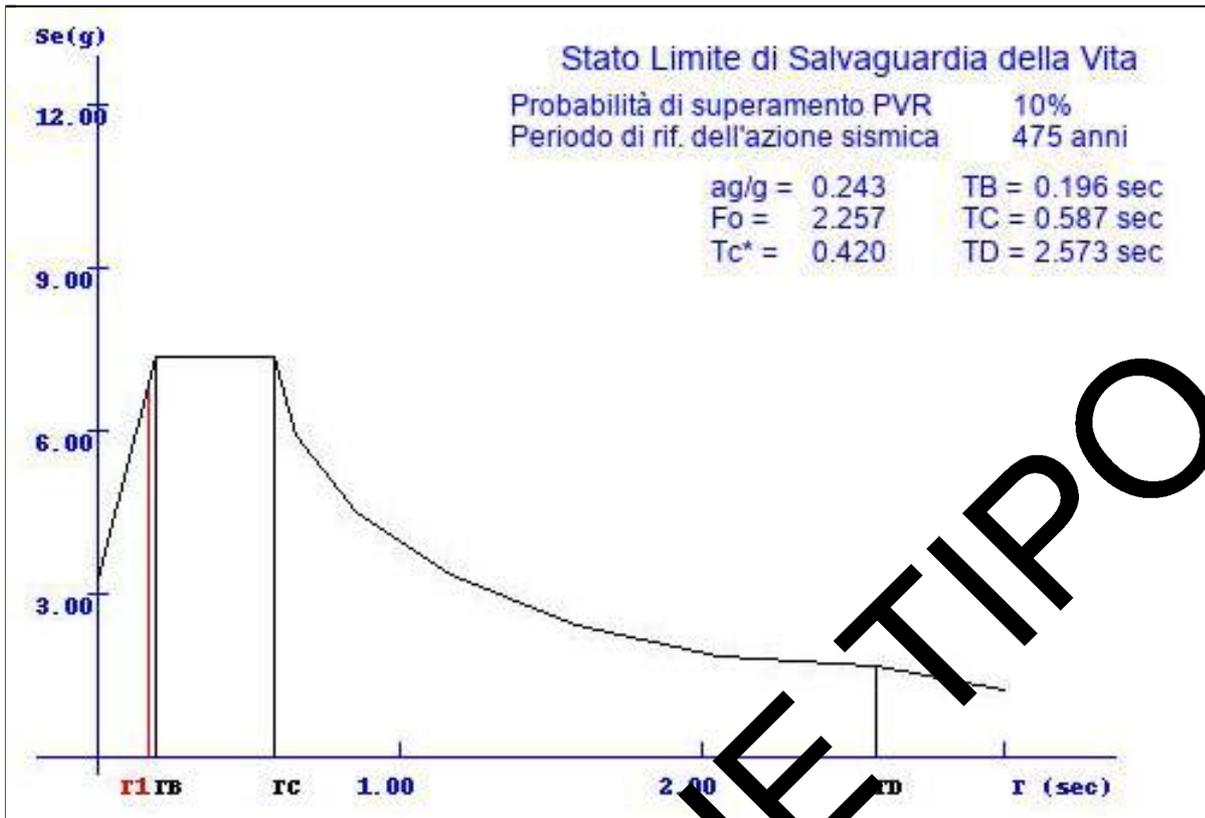
Codice ID	Lat.	Long.	d
49866	37.072	15.176	km 6.33
49867	37.071	15.238	km 6.01
49644	37.122	15.177	km 3.14
49645	37.121	15.24	km 2.45

Grafico spettro di risposta in accelerazione per componenti orizzontali
 Per stati limite di esercizio connessi con l'azione sismica -----> SLD



Ordinata dello spettro di progetto per SLD ($S_d(T_1)$)	2.5637
Coefficiente funzione della categoria del sottosuolo S =	1
Fattore di smorzamento viscoso ξ =	1
Inizio grafico accelerazione spettrale orizzontale ($T=0$) =	0.9386
Periodo corrispondente al tratto inizio spettro ad accelerazione costante T_B =	0.1456
Periodo corrispondente al tratto inizio spettro a velocità costante T_C =	0.4367
Periodo corrispondente al tratto inizio spettro a spostamento costante T_D =	1.8376

Grafico spettro di risposta in accelerazione per componenti orizzontali
 Per stati limite ultimi connessi con l'azione sismica -----> SLV



Ordinata dello spetto di progetto per S _{LV} (S _g (T))=	6.7839
Coefficiente funzione della categoria del sottosuolo S =	1
Fattore di smorzamento viscoso $\xi =$	1
Inizio grafico accelerazione spettrale orizzontale (T=0) =	3.2715
Periodo corrispondente al tratto inizio spettro ad accelerazione costante T _B =	0.1957
Periodo corrispondente al tratto inizio spettro a velocità costante T _C =	0.5872
Periodo corrispondente al tratto inizio spettro a spostamento costante T _D =	2.5733

CLASSIFICAZIONE DEI PROFILATI IN ACCIAIO

Gli elementi strutturali utilizzati per la realizzazione del cancello sono costituiti da profilati in acciaio scatolare laminati a caldo. La classe di appartenenza della sezione viene definita nel rispetto a quanto previsto da Eurocodice 3 e dalle NCT 2008, le quali impongono la classificazione della sezione trasversale dei profilati in funzione alla snellezza delle parti che la compongono: flange e anima.

I metodi di verifica agli stati limiti impongono la possibilità di formarsi di cerniere plastiche, con capacità di rotazione più o meno grande, senza che insorgano fenomeni di instabilità locale. La classificazione viene eseguita facendo riferimento alla tab. 4.2.I del DM 2008

Profilo sup. e inf. del cancello costituito da scatolare: 160*80*3

Acciaio tipo :	S235
Tensione di snervamento (N/mm ²) :	235
Classificazione in compressione del lato B (base):	
$C = B - 3*t$:	151.00
C/t :	20.33
lato B in compressione ---->	Acciaio in classe 4
Classificazione in flessione lato H (altezza):	
$C = H - 3*t$:	71.00
C/t :	23.67
lato H in compressione ---->	Acciaio in classe 1

Profilo pilastro n. 1:

	100x50*4
Acciaio tipo :	S235
Tensione di snervamento (N/mm ²) :	235
Classificazione in compressione del lato B (base):	
$C = B - 3*t$:	88.00
C/t :	22.00
lato B in compressione ---->	Acciaio in classe 1
Classificazione in flessione lato H (altezza):	
$C = H - 3*t$:	38.00
C/t :	9.50
lato H in compressione ---->	Acciaio in classe 1

Profilo pilastro n. 2:

	100x50*4
Acciaio tipo :	S235
Tensione di snervamento (N/mm ²) :	235
Classificazione in compressione del lato B (base):	
$C = B - 3*t$:	88.00

C/t :	22.00
lato B in compressione ---->	Acciaio in classe 1
Classificazione in flessione lato H (altezza):	
$C = H - 3*t$:	38.00
C/t :	9.50
lato H in compressione ---->	Acciaio in classe 1

Profilo pilastro n. 3:	120*120*4
Acciaio tipo :	S235
Tensione di snervamento (N/mm ²) :	235
Classificazione in compressione del lato B (base):	
$C = B - 3*t$:	108.00
C/t :	27.00
lato B in compressione ---->	Acciaio in classe 1
Classificazione in flessione lato H (altezza):	
$C = H - 3*t$:	108.00
C/t :	27.00
lato H in compressione ---->	Acciaio in classe 1

RELAZIONE TIPO

VERIFICA CANCELLO

VERIFICA A CANCELLO CHIUSO ED IN FASE DI INIZIO APERTURA

La verifica della sezione dei profilati del cancello viene eseguita a cancello chiuso e interessa soltanto il profilato superiore del cancello essendo quello maggiormente sollecitato. I carichi considerati sono quelli derivanti dalla pressione del vento.

Combinazione per verifica agli stadi limiti ultimi (SLU) :

$$Q = \gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \sum_j \gamma_{Qj} \Psi_{0j} Q_{Kj}$$

Coefficiente per carichi accidentali $\gamma_{Q1} = 1.5$

Q (daN/ml) = 108.33

La verifica dei pilastri viene eseguita a presso flessione composta utilizzando l'espressione:

$$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$$

Con:

$$N_{Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$M_{Rd} = W * f_{yk} / \gamma_{M0}$$

A area del profilato

W modulo di resistenza elastico della sezione

$\gamma_{M0} = 1.05$

valida per tutte le classi e di acciaio e molto conservativa per le sezioni di classe 1 e 2.

La verifica a taglio viene eseguita utilizzando l'espressione:

$$V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1$$

Con:

V_{Ed} azione tagliante di esercizio

$$V_{Rd} = A_v * f_{yk} / \gamma_{M0} * \sqrt{3}$$

$A_v = A * h / (b + h)$ oppure $A_v = A * b / (b + h)$ per profilati cavi

Combinazione di carico (SLE) per verifica agli stadi limiti di esercizio (SLE) :

$$Q = G1 + G2 + Q_{K1} + \Psi_{02} Q_{K2}$$

Con:

$$\Psi_{02} = 0.5$$

$$Q_{K1} \text{ (daN/ml)} = 72.72$$

La verifica dei profilati superiori viene eseguita a flessione e in campo elastico utilizzando l'espressione di Navier:

$$\sigma = M/W \leq f_{yd}$$

Con:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$\gamma_{M0} = 1.05$

La freccia viene calcolata utilizzando l'espressione:

$$f = 5ql^4 / 384EI$$

Verifica a flessione profilato sup. cancello agli SLU

profilato	f_{yk} (daN/cm ²)	f_{yd} (daN/cm ²)	M_{ed} (daNcm)	σ_{f_max} (daN/cm ²)	M_r (daNcm)	$M_{ed}/M_{rd} \leq 1$
160*80*3	2350	2238	51216	1261.18	90889	0.56

Verifica a taglio profilato sup. cancello agli SLU

profilato	V_{ED} (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	γ_{M0}	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
160*80*3	333	2350	4.68	6047	1.05	0.06

Verifica a flessione profilato sup. cancello agli SLE comb. RARA

profilato	σ_{amm} (daN/cm ²)	M (daN*cm)	σ_{max} (daN/cm ²)	frecce (cm)	f_max (cm)
160*80*3	1880	32499	800.27	1.79	2.00

CANCELLO CHIUSO --> Verifica a Presso-Fless. gruppo pilastri n. 1 agli SLU

profilato	N.Prof	N_{Ed} (daN)	N_{Rd} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{x,Rd}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$
100x50*4	2	52	50133	76616.77	536008	0.14

CANCELLO CHIUSO --> Verifica a Presso-Fless. gruppo pilastri n. 2 agli SLU

profilato	N.Prof	N_{Ed} (daN)	N_{Rd} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{x,Rd}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$
100x50*4	2	52	50133	76616.77	536008	0.14

CANCELLO CHIUSO --> Verifica a taglio gruppo pilastri n. 1 agli SLU

profilato	V_{ED} (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	γ_{M0}	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x50*4	333	2350	3.73	4824	1.05	0.06

CANCELLO CHIUSO --> Verifica a taglio gruppo pilastri n. 2 agli SLU

profilato	V_{ED} (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	γ_{M0}	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x50*4	333	2350	3.73	4824	1.05	0.06

CANC. FASE INIZIO APERT. --> Verifica a Presso-Fless. gruppo pilastro n.1 agli SLU

profilato	N.Prof	N_{Ed} (daN)	N_{Rd} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{x,Rd}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$
100x50*4	2	52	50133	102155.69	536008	0.19

CANCELLO IN FASE INIZIO APERT.--> Verifica a taglio gruppo pilastro n. 1 agli SLU

protilato	V_{ED} (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	γ_{M0}	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x50*4	444	2350	3.73	4824	1.05	0.07

CANCELLO APERTO --> Verifica a Presso-Fless. gruppo pilastro n.2 agli SLU

protilato	N.Prof	N_{Ed} (daN)	N_{Rd} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{x,Rd}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$
100x50*4	2	52	50133	17393.43	536008	0.12

CANCELLO APERTO --> Verifica a taglio gruppo pilastro n. 2 agli SLU

protilato	V_{ED} (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	γ_{M0}	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x50*4	80	2350	3.73	4824	1.05	0.01

CANCELLO APERTO --> Verifica a Presso-Fless. gruppo pilastro n.3 agli SLU

protilato	N.Prof	N_{Ed} (daN)	N_{Rd} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{x,Rd}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$
120*120*4	2	86	82361	15846.61	1041812	0.12

CANCELLO APERTO --> Verifica a taglio gruppo pilastro n. 3 agli SLU

protilato	V_{ED} (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	γ_{M0}	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
120*120*4	58	2350	9.20	11887	1.05	0.10

RELAZIONE

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE PLINTI DI FONDAZIONE

PER CARICHI NON SISMICI

Verifica capacita' portante agli SLU di tipo strutturale (STR)

Approccio 2 combinazione unica(A1+M1+R3) con $\gamma_R=2.3$, tab. 6.4.I

Per il calcolo del carico limite, in condizioni non sismiche, si utilizza la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza minima del terreno:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

con:

$$e_{y2} = \text{eccentricita' pilastrini } 0.35$$

$$e_y = M_x / N$$

$$L1 = L - 2 \cdot e_y + e_{y2}$$

$$B1 = B - 2 \cdot e_y$$

$$\gamma_t = \text{peso specifico terreno in daN/mc}^3$$

c= coesione

e= eccentricita' dei carichi

L= larghezza della fondazione

B= Lunghezza della fondazione

D= Ammorsamento plinto = altezza plinto

$$N_q = \text{tg}^2[(\pi/4) + (\varphi/2)] \cdot e^{\varphi \cdot \text{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi$$

$$q = D \cdot \gamma_t$$

$$s_c = 1 + (B \cdot N_q) / (L1 \cdot N_c)$$

$$s_q = 1 + (0.4 \cdot (B/L1) \cdot \text{tg} \varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot (B/L1))$$

nel caso in cui $D > B$:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctg(D/B1)$$

altrimenti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctg(D/B1)$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg} \varphi)$$

RELAZIONE TIPO

con :

c	N_c	s_c	d_c	i_c	g_c	b_c	q	N_q	s_q	d_q	i_q	g_q	b_q	B1	γ_t	N_γ	s_γ	d_γ
0.00	30.14	34.86	1.15	1	1	1	750	18.40	33.02	1.14	1	1	1	0.02	1500	20.09	-21.18	1

i_γ	b_γ	g_γ	e_x	e_y	L1
1	1	1	0.49	0.00	0.02

Verifica allo scorrimento agli SLU per carichi di tipo strutturale (STR)

La verifica allo scorrimento per forze orizzontale e' stata eseguita secondo l'approccio 2, combinazione unica (A1+M1+R3) utilizzando la formula:

$$R_d = 1/\gamma_R * [N_d * *tg \varphi/\gamma_\varphi]$$

Per la verifica deve risultare :

$$T_d \leq R_d$$

**Verifica capacita' portante SLU di tipo strutturale STR
 approccio 2 (A1+M1+R3)**
Verifica plinto pilastrino n. 1

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_R	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
8.73	51.60	1.00	5.91	1560.35	52.50	900.87	0.02

Verifica plinto pilastrino n. 2

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_R	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
8.73	51.60	1.00	5.91	1560.35	52.50	900.87	0.02

Verifica plinto pilastrino n. 2 (in fase di canc. inizio apert.)

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_R	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
-0.51	-2.42	1.00	1.77	1560.35	52.50	900.87	-0.31

Verifica plinto pilastrino n. 2 a cancello aperto

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_R	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
0.20	1.32	1.00	16.52	1560.35	52.50	900.87	0.78

Verifica plinto pilastrino n. 3

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_R	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
-0.22	-1.42	1.00	5.53	1560.35	86.11	900.87	-0.61

VERIFICHE SISMICHE

L'azione sismica e' stata considerata mediante l'applicazione di forze statiche equivalenti distribuite nel profilato superiore e nel profilato inferiore. Per il calcolo di tali azioni il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame e' stato valutato con la formula:

con :

$$T_1 = C_1 * H^{3/4}$$

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda g$$

con :

$$C_1 = 0.05$$

H : altezza del cancello

W : peso della struttura

λ : coefficiente pari ad 1

g : accelerazione di gravita'

$S_d(T_1)$: ordinata dello spettro di risposta di progetto calcolato per un fattore di struttura $q=1$, associando l'azione sismica allo spettro elastico in quanto trattasi di struttura non dissipativa. Lo spettro di risposta e' calcolato in funzione alla ubicazione, al tipo di suolo e alla vita nominale.

La forza sismica F_h

$$F_i = F_h * Z_i * W_i / \sum Z_i * W_i$$

Latitudine : 37.1210

Longitudine : 15.2124

Categoria topografica : T1

Categ. suolo di fondazione: C

Vita nominale dell'opera strutturale V_N : 50

Classe d'uso: Classe II

RELAZIONE TIPO

Stato Limite di Esercizio connesso con lo Stato Limite di Danno (SLD)

Accelerazione orizzontale massima al sito a_g :	0.583
Val. del fat. di ampl. spettro in acc. orizz. F_0 :	2.507
Periodo del tratto a vel. cost. dello spettro in acc. orizz. F_c^* :	0.270
$S_d(T_1) =$	2.564
$F_h =$	201.24
Spinta sismica profilato superiore cancello ----> F_1	189.62
Spinta sismica profilato inferiore cancello ----> F_2	11.63

La verifica del profilato superiore viene eseguita a flessione semplice in campo elastico utilizzando l'espressione di Navier:

$$\sigma = M/W \leq f_{yd}$$

Con:

$$f_{yd} = f_{ydk}/\gamma_{M0}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

freccia = *freccia massima di esercizio*

f_{max} = *freccia massima ammissibile*

La freccia viene calcolata utilizzando l'espressione:

$$f = 5ql^4/384EI$$

Verifica a flessione profilato sup. cancello per SLD

profilato	$\sigma_{all} \text{ (daN/cm}^2\text{)}$	$M \text{ (daN*cm)}$	$\sigma_{max} \text{ (daN/cm}^2\text{)}$	freccia (cm)	$f_{max} \text{ (cm)}$
160*80*3	380	14941	367.92	1.563	2.400

Stato limite Ultimo connesso con lo stato limite di SLV

Accelerazione orizzontale massima al sito a_g :	2.387
Val. del fat. di ampl. spettro in acc. orizz. F_0 :	2.257
Periodo del tratto a vel. cost. dello spettro in acc. orizz. F_c^* :	0.420
$S_d(T_1) =$	6.784
$F_h =$	532.53
Spinta sismica profilato superiore cancello ----> F_1	501.76
Spinta sismica profilato inferiore cancello ----> F_2	30.77

La verifica del pilastro viene eseguita nel caso in cui il cancello è aperto ed è soggetto ad un carico concentrato P posto ad una distanza $d/4$ dall'asse del pilastro (caso molto frequente di bambini che si mettono a giocare restando appesi al cancello) facendolo ruotare di 90°). Quando si esegue la verifica a cancello aperto non si tiene conto della presenza del vento. Per tenere conto di queste rotazioni viene eseguita la verifica del pilastro e successivamente del plinto di fondazione considerando un angolo di rotazione del cancello rispettivamente di $\alpha=0^\circ$, $\alpha=45^\circ$, $\alpha=90^\circ$, rispetto alla orizzontale.

L'azione sismica viene determinata tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{Kj}$$

i valori Ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.1 (DM 2008)

L'azione sismica così determinata per verifiche agli SLU viene combinata con le altre azioni secondo la relazione 2.5.5 del DM/2008:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Gli effetti sulla struttura sono combinati applicando l'espressione riportata al punto 7.3.15 del DM/2008:

$$1.0 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y$$

Con:

$$E_x, E_y$$

La verifica a flessione del profilato superiore viene eseguita a flessione semplice e in campo elastoplastico utilizzando l'espressione:

$$M_{x,Ed}/M_{x,Rd}$$

Con:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{M0}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

La verifica dei pilastri viene eseguita a presso flessione composta utilizzando l'espressione:

$$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$$

Con:

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$$

$$M_{Rd} = W * f_{yk} / \gamma_{M0}$$

A area del profilato

W modulo di resistenza elastico della sezione

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

nelle sottostanti tabelle di verifica l'estressione: $N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$ viene **indicata** $N+M_x+M_x$

valida per tutte le classi e di acciaio e molto conservativa per le sezioni di classe 1 e 2.

La verifica a taglio viene eseguita utilizzando l'espressione:

$$V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1$$

Con:

V_{Ed} azione tagliante di esercizio

$$V_{Rd} = A_v * f_{yk} / \gamma_{M0} * \sqrt{3}$$

$A_v = A * h / (b+h)$ oppure $A_v = A * b / (b+h)$ per profilati cavi

Verifica a flessione profilato superiore cancello

profilato	f_{yk} (daN/cm ²)	f_{yd} (daN/cm ²)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{x,Rd}$ (daN*cm)	$M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$
160*80*3	2350	2238	38572	90889	0.42

Verifica a taglio profilato superiore cancello

profilato	V_{ED} (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	γ_{M0}	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
160*80*3	250	2350	4.68	6047	1.05	0.06

CANCELLO CHIUSO --> Verifica a Flessione gruppo pilastrino n.1 agli SLU

profilato	N_{Ed} (daN)	N_{Rd} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Rd}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$ (daN*cm)	$N+M_x+M_x$
100x50*4	40	50133	57702	17310	536008	124885	0.25

CANCELLO CHIUSO --> Verifica a taglio gruppo pilastrino n.1 agli SLU

profilato	V_{ED} (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	γ_{M0}	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x50*4	250	2350	3.73	4824	1.05	0.05

CANCELLO CHIUSO --> Verifica a Flessione gruppo pilastrino n.2 agli SLU

profilato	N_{Ed} (daN)	N_{Rd} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Rd}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$ (daN*cm)	$N+M_x+M_x$
100x50*4	40	50133	57702	17310	536008	124885	0.25

CANCELLO CHIUSO --> Verifica a taglio gruppo pilastro n.2 agli SLU

protilato	V _{ED} (daN)	f _{yk} (daN/cm ²)	A _v (cm ²)	V _{c,RD} (daN)	γ _{M0}	V _{ED} /V _{c,RD} ≤ 1
100x50*4	250	2350	3.73	4824	1.05	0.05

Verifica a Flessione gruppo pilastr. n.2 agli SLU (in fase di inizio apert.)

protilato	N _{Ed} (daN)	N _{Rd} (daN)	M _{x,Ed} (daN*cm)	M _{y,Ed} (daN*cm)	M _{y,Ed} (daN*cm)	M _{y,Rd} (daN*cm)	N+M _x +M _y
100x50*4	40	50133	40827	12248	536008	124885	0.18

Verifica a Taglio gruppo pilastr. n.2 agli SLU (in fase di inizio apert.)

protilato	V _{ED} (daN)	f _{yk} (daN/cm ²)	A _v (cm ²)	V _{c,RD} (daN)	γ _{M0}	V _{ED} /V _{c,RD} ≤ 1
100x50*4	177	2350	3.73	4824	1.05	0.05

CANCELLO APERTO --> Verifica a Flessione gruppo pilastro n.2 agli SLU

protilato	N _{Ed} (daN)	N _{Rd} (daN)	M _{x,Ed} (daN*cm)	M _{y,Ed} (daN*cm)	M _{y,Ed} (daN*cm)	M _{y,Rd} (daN*cm)	N+M _x +M _y
100x50*4	40	50133	3099	3929	536008	124885	0.06

CANCELLO APERTO --> Verifica a taglio gruppo pilastro n. 2 agli SLU

protilato	V _{ED} (daN)	f _{yk} (daN/cm ²)	A _v (cm ²)	V _{c,RD} (daN)	γ _{M0}	V _{ED} /V _{c,RD} ≤ 1
100x50*4	60	2350	3.73	4824	1.05	0.01

CANCELLO APERTO --> Verifica a Flessione gruppo pilastro n.3 agli SLU

protilato	N _{Ed} (daN)	N _{Rd} (daN)	M _{x,Ed} (daNcm)	M _{y,Ed} (daN*cm)	M _{y,Ed} (daN*cm)	M _{y,Rd} (daN*cm)	N+M _x +M _y
120x120*4	66	82361	94779	3929	1041812	306171	0.10

CANCELLO APERTO --> Verifica a taglio gruppo pilastro n. 3 agli SLU

protilato	V _{ED} (daN)	f _{yk} (daN/cm ²)	A _v (cm ²)	V _{c,RD} (daN)	γ _{M0}	V _{ED} /V _{c,RD} ≤ 1
120*120*4	440	2350	9.20	11887	1.05	0.04

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE PLINTI DI FONDAZIONE

PER CARICHI DOVUTI ALL'AZIONE SISMICA

Verifica capacita' portante SLE connesso con lo Stato Limite di Danno (DLD)
 approccio 1 unica (A1+M1+R3)

Per il calcolo del carico limite, in condizioni sismiche, si utilizza la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

In questa espressione oltre i termini precedentemente indicati figurano i termini:

c_γ = coefficiente correttivo dovuti all'effetto cinematico.

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

con:

e_{y2} = eccentricita' pilastri 0.35

$$e_x = M_y / N$$

$$e_y = M_x / N$$

$$L1 = L - 2 \cdot e_y + e_{y2}$$

$$B1 = B - 2 \cdot e_x$$

γ_t = peso specifico terreno in daN/mc³

c = coesione

e = eccentricita' dei carichi

L = larghezza della fondazione

B = Lunghezza della fondazione

D = Ammorsamento plinto = altezza plinto

$$N_q = \text{tg}^2[(\pi/4) + (\varphi/2)] \cdot e^{\varphi \cdot \text{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi$$

$$q = D \cdot \gamma_t$$

$$s_c = 1 + (B \cdot N_q) / (L1 \cdot N_c)$$

$$s_q = 1 + (0.4 \cdot (B/L1) \cdot \text{tg} \varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot (B/L1))$$

nel caso in cui D > B:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot (D/B1)$$

altrimenti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctg(D/B1)$$

$$k_{hk} = \beta_q \cdot S_s \cdot S_T \cdot \text{tg} \varphi / g$$

$$c_\beta = (1 - k_{hi} / \tan \beta_s)^{0.45}$$

$$k_k = S_s \cdot S_a \cdot g$$

$$z_\beta = (1 - k_{hi} / \tan \beta_s)^{0.35}$$

RELAZIONE TIPO

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	z _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	z _q
0.00	30.14	2.72	1.19	1	1	1	0	750.00	18.40	2.62	1	1	1	1	0

*

B1	γ _t	N _γ	s _γ	d _γ	i _γ	g _γ	b _γ	z _γ	c _γ	e _x	e _y	L1
0.28	1500	20.09	-0.12	1	1	1	1.00	0.94	0.92	0.36	0.11	0.28

Verifica allo scorrimento agli SLU per carichi di tipo strutturale (STR)

La verifica allo scorrimento per forze orizzontali e' stata eseguita secondo l'approccio 2, combinazione unica (A1+M1+R3) in condizioni sismiche, utilizzando la formula:

$$R_d = 1/\gamma_R * [N_d * *tg \varphi/\gamma_\varphi]$$

Per la verifica deve risultare :

$$T_d \leq R_d$$

**Verifica capacita' portante SLU di tipo strutturale STR
approccio 2 unica (A1+M1+R3)**

Verifica plinto pilastrino n. 1

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
0.73	3.98	2.30	2.37	1600.39	250.88	839.99	0.30

Verifica plinto pilastrino n. 2

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
0.73	3.98	2.30	2.37	1600.39	250.88	839.99	0.30

Verifica plinto pilastrino n. 2 (in fase di canc. inizio apert.)

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
0.39	3.23	2.30	6.64	1600.39	177.51	839.99	0.21

Verifica plinto pilastrino n. 2 in caso di cancello aperto

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
0.20	2.07	2.30	6.64	1600.39	60.93	839.99	0.07

Verifica plinto pilastrino n. 3 in caso di cancello aperto

σ_t (daN/cm ²)	Q_{lim} (daN/cm ²)	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	N_d (daN)	T_d (daN)	R_d (daN)	$T_d/R_d \leq 1$
-1.0	-4.18	2.30	1.76	1626.24	440.83	853.55	0.52

VERIFICA SALDATURA BATTENTE DI ARRESTO



Il battente di arresto dovrà essere in acciaio zincato del tipo Fe37 con gommina in plastica per smorzamento acustico dello spessore di mm 10, altezza mm 10, lunghezza mm 8. Sarà ancorato alla rotaia a mezzo di saldatura a cordone d'angolo. La saldatura dovrà essere verificata per assorbire gli sforzi derivanti dalla quantità di moto in funzione alla velocità di movimento e al peso del cancello. Per cancello azionato a mano la velocità massima è di 0,7 m/s, nel caso di azionamento elettrico la velocità massima è di 0.18 m/s. E' chiaro che per cancelli di luce elevata lo spostamento manuale non può mai raggiungere la velocità di 0.7 m/s.

Verifica agli SLU

Massa del cancello per calcolo sforzo daN :	78
Forza a cui è soggetto il battente per azionamento manuale daN :	164
Forza a cui è soggetto il battente per azionamento elettrico daN :	42
Larghezza gola saldatura mm :	7
Lunghezza saldatura mm :	80

τ // per tensioni dovute ad azionamento manuale daN/cm ² :	14.72
τ // per tensioni dovute ad azionamento elettrico daN/cm ² :	3.78
Tensioni saldatura per azionamento manuale daN/cm ² > :	25.49
Tensioni saldatura per azionamento elettrico daN/cm ² :	6.56
Tensione massima ammissibile saltatura = $f_{ck}/(\beta * \gamma_{M2})$ daN/cm ² :	3600

SALDATURA VERIFICATA

RELAZIONE TIPO

VERIFICA SALDATURA PIASTRA DI COLLEGAMENTO PILASTRINI

I pilastri costituenti il cancello saranno collegati in sommità da una piastra di acciai laminato zincato dello spessore di mm 10, larghezza pari alla larghezza dei pilastri e lunghezza pari alla somma delle altezze dei pilastri+interasse. La funzione della piastra superiore non è soltanto quello di collegare i pilastri ma di sorreggere la piastra di guida dei cancelli scorrevoli contenente la piastra porta olive in nylon. La piastra porta olive viene fissata alla piastra di collegamento tramite bulloni. Considerato il basso valore del taglio, considerato che i bulloni sono in numero di 4, le verifiche non vengono eseguite. Viene invece eseguita la verifica della saldatura a completa penetrazione. La verifica viene eseguita soltanto per le azioni agenti nel pilastro n. 2 che è il più sollecitato. Per la verifica della sezione si considera come sezione resistente quella del peggio saldato compreso eventuale materiale di apporto. Per la verifica deve risultare:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2 - \sigma_{\perp} * \sigma_{\parallel} + 3 * \tau_{\parallel}^2) \leq f_d}$$

Con:

σ_{id} : tensione massima saldatura

σ_{\perp} : tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\perp} : tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} : tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

f_{yk} : resistenza a rottura del più debole elemento da collegare

β : coefficiente funzione del tipo di acciaio

γ_{M0} : coefficiente di sicurezza pari ad 1.25



Verifica saldatura agli SLU PILASTRINO N. 1

Massimo sforzo di taglio agente nel gruppo di profilati (daN) :	333.12
Evento :	cancello chiuso soggetto alla pressione del vento
Numero profilati :	2
Larghezza gola saldatura mm :	3
Area saldatura cm ² :	18.00
Area saldatura orizzontale (Aso) cm ² :	6.00
Area saldatura verticale (Asv) cm ² :	12.00
Componente di taglio T _x daN :	111.04
Componente di taglio T _y daN :	222.08
$\tau_{//}$ daN/cm ² :	18.51
σ_{\perp} daN/cm ² :	18.51
σ_{id} daN/cm ² :	27.01
Tensione massima ammissibile saltatura = $f_{yk}/(\beta * \gamma_{M2})$ daN/cm ² :	3600

SALDATURA VERIFICATA

Verifica saldatura agli SLU PILASTRINO N. 2

Massimo sforzo di taglio agente nel gruppo di profilati (daN) :	444.16
Evento :	pilastro in fase di apertura soggetto alla pressione del vento
Numero profilati :	2
Larghezza gola saldatura mm :	3
Area saldatura cm ² :	18.00
Area saldatura orizzontale (Aso) cm ² :	6.00
Area saldatura verticale (Asv) cm ² :	12.00
Componente di taglio T _x daN :	148.05
Componente di taglio T _y daN :	296.10
$\tau_{//}$ daN/cm ² :	24.68
σ_{\perp} daN/cm ² :	24.68
σ_{id} daN/cm ² :	49.35
Tensione massima ammissibile saltatura = $f_{yk}/(\beta * \gamma_{M2})$ daN/cm ² :	3600

SALDATURA VERIFICATA

Verifica saldatura agli SLU PILASTRINO N. 3

Massimo sforzo di taglio agente nel gruppo di profilati (daN) :	585.33
---	--------

Evento :	cancello aperto soggetto alla pressione del vento
Numero profilati :	2
Larghezza gola saldatura mm :	3
Area saldatura cm ² :	18.00
Area saldatura orizzontale (Aso) cm ² :	6.00
Area saldatura verticale (Asv) cm ² :	12.00
Componente di taglio T _x daN :	148.05
Componente di taglio T _y daN :	296.10
τ daN/cm ² :	24.68
σ_{\perp} daN/cm ² :	24.68
σ_{id} daN/cm ² :	49.35
Tensione massima ammissibile saltatura = $f_{yk}/(\beta * \gamma_{M2})$ daN/cm ² :	3600
SALDATURA VERIFICATA	

RELAZIONE TIPO

DIMENSIONAMENTO RUOTE

Distanza ruote dalle estremita' del cancello cm : 87



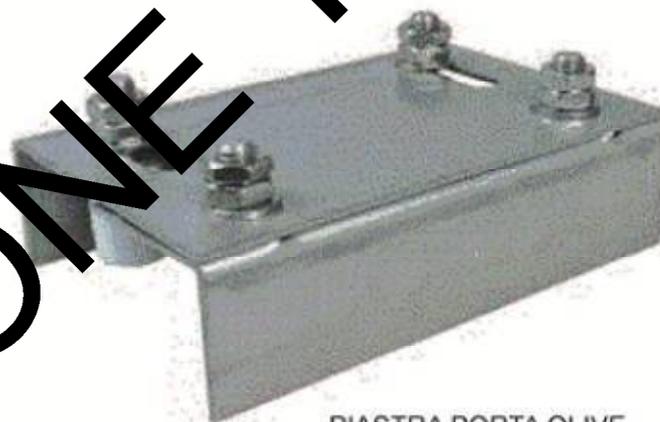
RUOTA DOPPIA PER CARICHI
MAGGIORI DI 100 KG



RUOTA SINGOLA PER CARICHI
MINORI DI 100 KG



PARTICOLARE ROTAIA A PAVIMENTO



PIASTRA PORTA OLIVE
IN NYLON

Si adottano 2 ruote tornite in acciaio C40, con zincatura elettronica e cuscinetto a sfere con schermi a tenuta stagna. Il fissaggio avviene a mezzo di saldatura o a viti.

RELAZIONE TIPO

VERIFICHE CANCELLO

PEDONALE

CLASSIFICAZIONE DEI PILASTRI IN ACCIAIO

I pilastri a sostegno del cancello sono costituiti da profilati in acciaio scatolare laminati a caldo. La classe di appartenenza della sezione viene definita nel rispetto a quanto previsto da Eurocode 3 e dalle NCT 2018, le quali impongono la classificazione della sezione trasversale dei profilati in funzione alla snellezza delle parti che la compongono: flange e anima.

I metodi di verifica agli stati limiti impongono la possibilita' di formarsi di cerniere plastiche, con capacita' di rotazione piu' o meno grande, senza che insorgano fenomeni di instabilita' locale.

La classificazione viene eseguita facendo riferimento alla tab. 4.2 del DM 2018

Profilo pilastro costituito da scatolare:	100x100*3
Acciaio tipo :	S235
Tensione di snervamento (N/mm ²) :	235
Classificazione in compressione del lato B (base)	
$C = B - 3*t :$	91.00
$C/t :$	30.33
lato B in compressione -->	Acciaio in classe 1
Classificazione in flessione del lato H (altezza):	
$C = H - 3*t :$	91.00
$C/t :$	30.33
lato H in compressione -->	Acciaio in classe 1

VERIFICA STATICA PILASTRO CANCELLO PEDONALE

La verifica della sezione del profilato del cancello viene eseguita considerando le combinazioni di carico a cui puo' essere soggetto il cancello:

1)- caso in cui il cancello sia **aperto** e sia soggetto ad un carico concentrato P posto ad una distanza $d/4$ dall'asse del pilastro (caso molto frequente di bambini che si mettono a giocare restanto appesi al cancello facendolo ruotare di 90°). Quando si esegue la verifica a cancello aperto non si tiene conto della presenza del vento in quanto l'azione non produrrebbe nessuna sollecitazione nei pilastri del cancello i cui effetti si traducono semplicemente a far ruotare il cancello attorno ai cardini. Per tenere conto di queste rotazione viene eseguita la verifica del pilastro e successivamente del plinto di fondazione considerando un angolo di rotazione $\alpha=0^\circ$, $\alpha=45^\circ$, $\alpha=90^\circ$

2)- caso in cui il cancello sia **chiuso** e sia soggetto oltre al peso proprio anche all'azione del vento.

Combinazione per verifica agli stati limiti ultimi (SLU) :

$$Q = \gamma_{G1} * G1 + \gamma_{G2} * G2 + \gamma_{Q1} * Q_{K1} + \sum_j \gamma_{Qj} * \psi_j * Q_{Kj}$$

Con:

Coefficiente per carichi accidentali $\gamma_{Q1} = 1.5$

$G1 = 80$

$G2 = 0$

La verifica dei pilastri viene eseguita a presso flessione composta utilizzando l'espressione:

$$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$$

Con:

$$N_{Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$M_{Rd} = W * f_{yk} / \gamma_{M0}$$

A area del profilato

W modulo di resistenza elastico della sezione

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

valida per tutte le classi di acciaio molto conservativa per le sezioni di classe 1 e 2.

La verifica a taglio viene eseguita utilizzando l'espressione:

$$V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1$$

Con:

V_{Ed} azione tangente di esercizio

$$V_{Rd} = A_v * f_{yk} / \gamma_{M0} \sqrt{3}$$

$A_v = A * I_x / (b + h)$ oppure $A_v = A * b / (b + h)$ per profilati cavi

Verifica a presso-flessione pilastro agli SLU per $\alpha=0^\circ$

profilato	N_{Ed} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$
100x100*3	254	0	22176	0.28

profilato	N_{Ed} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd}+M_{x,Ed}/M_{x,Rd}+M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$
100x100*3	254	15680	15680	0.39

Verifica pilastro a presso-flessione agli SLU per $\alpha=90^\circ$

profilato	N_{Ed} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daNcm)	$M_{y,Ed}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd}+M_{x,Ed}/M_{x,Rd}+M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$
100x100*3	254	22176	0	0.28

Verifica a taglio pilastro per $\alpha=0^\circ$ (SLU)

profilato	T_x (daN)	T_y (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x100*3	147	0	2350	5.82	7520.40	0.02

Verifica a taglio pilastro per $\alpha=45^\circ$ (SLU)

profilato	T_x (daN)	T_y (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x100*3	104	104	2350	5.82	7520.40	0.01

Verifica a taglio pilastro per $\alpha=90^\circ$ (SLU)

profilato	T_x (daN)	T_y (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x100*3	0	147	2350	5.82	7520.40	0.02

Verifica pilastro agli SLU per azioni dovute al vento

profilato	N_{Ed} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd}+M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$
100x100*3	130	22176	0.28

Verifica a taglio pilastro agli SLU per azioni dovute al vento

profilato	T_y (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x100*3	125	2350	5.82	7520.40	0.02

Combinazione di carico (RARA) per verifica agli stati limiti di esercizio (SLE) :

$$Q = G1 + G2 + Q_{K1} + \Psi_{02}Q_{K2}$$

Con:

$$\Psi_{02} = 0.5$$

$$G1 = 80.00$$

$$G2 = 0$$

$$Q_{K1} = 100$$

La verifica dei pilastri viene eseguita a presso flessione semplice e in campo elastico utilizzando l'espressione di Navier:

$$\sigma = N/A + M/W \leq f_{yd}$$

Con:

$$f_{yd} = f_{ydk}/\gamma_{M0}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

La freccia viene calcolata utilizzando l'espressione:

$$f = M^2/2EI$$

Verifica pilastro agli SLE comb. RARA per $\alpha=0^\circ$

profilato	σ_{amm} (daN/cm ²)	N (daN)	M (daN*cm)	σ_{max} (daN/cm ²)	freccia (cm)	f_max (cm)
100x100*3	2238	103	672	193.04	0.50	0.96

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE PLINTI DI FONDAZIONE

PER CARICHI NON SISMICI

Verifica capacita' portante agli SLU di tipo strutturale (STR)

Approccio 2 combinazione unica(A1+M1+R3) con $\gamma_R=2.3$, tab. 6.4.I

Per il calcolo del carico limite, in condizioni non sismiche, si utilizza la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza minima del terreno:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

con:

$$e_x = M_y / N$$

$$e_y = M_x / N$$

$$L1 = L - 2 \cdot e_x$$

$$B1 = B - 2 \cdot e_y$$

γ_t = peso specifico terreno in daN/mc³

c = coesione

e = eccentricita' dei carichi

L = Lunghezza della fondazione

B = Larghezza della fondazione

D = Ammorsamento plinto = altezza plinto

$$N_q = \text{tg}^2[(\pi/4) + (\varphi/2)] \cdot e^{\varphi \cdot \text{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi$$

$$q = D \cdot \gamma_t$$

$$s_c = 1 + (B \cdot N_q) / (L1 \cdot N_c)$$

$$s_q = 1 + (0.4 \cdot (B/L1) \cdot \text{tg} \varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot (B/L1))$$

nel caso in cui $D > B$:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctg(D/B1)$$

altrimenti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctg(D/B1)$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg} \varphi)$$

valori dei coefficienti -----> (per $\alpha=0^\circ$):

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	B1	γ_t	N _{γ}	s _{γ}	d _{γ}
0.00	30.14	1.50	1.16	1	1	1	750	18.40	1.47	1.15	1	1	1	0.98	1500	20.09	0.67	1

i _{γ}	b _{γ}	g _{γ}	e _x	e _y	L1
1	1	1	0.00	0.11	1.20

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	B1	γ _t	N _γ	s _γ	d _γ
0.00	30.14	1.61	1.15	1	1	1	750	18.40	1.58	1.14	1	1	1	1.04	1500	20.09	0.60	1

i _γ	b _γ	g _γ	e _x	e _y	L1
1	1	1	0.08	0.08	1.04

valori dei coefficienti -----> (per α=90°) :

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	B1	γ _t	N _γ	s _γ	d _γ
0.00	30.14	1.75	1.13	1	1	1	750	18.40	1.71	1.12	1	1	1	0.98	1500	20.09	0.51	1

i _γ	b _γ	g _γ	e _x	e _y	L1
1	1	1	0.11	0.00	0.98

Verifica allo scorrimento agli SLU per carichi di tipo strutturale (STR)

La verifica allo scorrimento per forze orizzontali è stata eseguita secondo l'approccio 1, combinazione 1 (A1+M1+R1) in condizioni non sismiche, utilizzando la formula:

$$R_d = 1/\gamma_R \cdot [N_d \cdot \tan \phi / \gamma_\phi]$$

Per la verifica deve risultare :

$$T_d \leq R_d$$

RELAZIONI TPO

**Verifica capacita' portante e verifica allo scorrimento agli SLU per carichi di tipo STR
 approccio 1 combinazione 1 (A1+M1+R1)**

$\sigma_t(\text{daN/cm}^2)$	$Q_{\text{lim}}(\text{daN/cm}^2)$	γ_r	$Q_{\text{amm}}/\sigma_t \geq 1$	$N_d(\text{daN})$	$T_d(\text{daN})$	$R_d(\text{daN})$	$T_d/R_d \leq 1$
0.17	3.32	2.30	8.53	1982.00	147.84	1040.28	0.14

Verifica plinto pilastro (per $\alpha=45^\circ$)

$\sigma_t(\text{daN/cm}^2)$	$Q_{\text{lim}}(\text{daN/cm}^2)$	γ_r	$Q_{\text{amm}}/\sigma_t \geq 1$	$N_d(\text{daN})$	$T_d(\text{daN})$	$R_d(\text{daN})$	$T_d/R_d \leq 1$
0.18	3.42	2.30	8.14	1982.00	104.54	1040.28	0.10

Verifica plinto pilastro (per $\alpha=90^\circ$)

$\sigma_t(\text{daN/cm}^2)$	$Q_{\text{lim}}(\text{daN/cm}^2)$	γ_r	$Q_{\text{amm}}/\sigma_t \geq 1$	$N_d(\text{daN})$	$T_d(\text{daN})$	$R_d(\text{daN})$	$T_d/R_d \leq 1$
0.17	3.39	2.30	8.71	1982.00	147.84	1040.28	0.14

RELAZIONE TRP

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE PLINTI DI FONDAZIONE

PER CARICHI NON SISMICI DOVUTI ALL'AZIONE DEL VENTO

La verifica viene eseguita considerando la combinazione unica dell'approccio 2 (A1+M1+R3)

Il calcolo del carico limite viene eseguito utilizzando la formula di Brinch-Hansen:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

con:

$$e_x = M_y / N$$

$$e_y = M_x / N$$

$$L1 = L - 2 \cdot e_x$$

$$B1 = B - 2 \cdot e_y$$

γ_t = peso specifico terreno in daN/mc³

c = coesione

e = eccentricita' dei carichi

L = Lunghezza della fondazione

B = Larghezza della fondazione

D = Ammorsamento plinto = altezza plinto

$$N_q = \text{tg}^2[(\pi/4) + (\phi/2)] \cdot e^{\phi \cdot \text{tg} \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \phi$$

$$q = D \cdot \gamma_t$$

$$s_c = 1 + (B \cdot N_q) / (L1 \cdot N_c)$$

$$s_q = 1 + (0.4 \cdot (B/L1) \cdot \text{tg} \phi)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot (B/L1))$$

nel caso in cui D > B:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot (D/B)$$

altrimenti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctg(L/B1)$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \text{tg} \phi)$$

La verifica allo scorrimento viene eseguita utilizzando la formula

$$R_d = 1 / \gamma_R \cdot [N_d \cdot \text{tg} \phi / \gamma_\phi]$$

Per la verifica deve risultare :

$$T_d \leq R_d$$

valori dei coefficienti per azioni dovuti al vento -----> (per $\alpha=0^\circ$) :

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	B1	γ_t	N _{γ}	s _{γ}	d _{γ}
0.00	30.14	1.76	1.13	1	1	1	750	18.40	1.72	1.12	1	1	1	0.96	1500	20.09	0.50	1

i _{γ}	b _{γ}	g _{γ}	e _x	e _y	L1
1	1	1	0.12	0.00	0.96

$\sigma_t(\text{daN/cm}^2)$	$Q_{\text{lim}}(\text{daN/cm}^2)$	γ_r	$Q_{\text{amm}}/\sigma_t \geq 1$	$N_d(\text{daN})$	$T_d(\text{daN})$	$R_d(\text{daN})$	$T_d/R_d \leq 1$
0.16	3.39	2.30	9.16	1853.01	125.01	972.58	0.13

RELAZIONE TIPO

VERIFICHE SISMICHE

L'azione sismica e' stata considerata mediante l'applicazione di forze statiche equivalenti. Nella verifica della saldatura dei cardini, per effetto dell'azione sismica, i pesi sismici vengono determinati mettendo in conto il peso del cancello e i carichi accidentali, tale azione viene distribuita ai cardini inferiori e superiori in funzione dell'altezza del cardine Z_i . Per la verifica dei pilastri e quindi della sottostante fondazione si mette in conto l'intera massa strutturale ed i carichi accidentali. Per il calcolo di tali azioni il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame e' stato valutato con la formula:

con :

$$T_1 = C_1 * H^{3/4}$$

$$F_h = S_d(T_1) * W * \lambda / g$$

con :

$$C_1 = 0.05$$

H : altezza del cancello

W : peso della struttura

λ : coefficiente pari ad 1

g : accelerazione di gravita'

$S_d(T_1)$: ordinata dello spettro di risposta di progetto calcolato per un fattore di struttura $q=1$, associando l'azione sismica allo spettro elastico in quanto l'attasi di struttura non dissipativa. Lo spettro di risposta e' calcolato in funzione alla ubicazione, al tipo di suolo e alla vita nominale.

La forza sismica F_h

$$F_i = F_h * Z_i * W_i / \sum Z_i * W_i$$

Latitudine : 37.1210

Longitudine : 15.2124

Categoria topografica : T1

Categ. suolo di fondazione: C

Vita nominale dell'opera strutturale V_N : 50

Classe d'uso: Classe II

RELAZIONE TIPO

Stato Limite di Esercizio connesso con lo Stato Limite di Danno (SLD)

Accelerazione orizzontale massima al sito a_g : 0.583
Val. del fat. di ampl. spettro in acc. orizz. F_o : 2.507
Periodo del tratto a vel. cost. dello spettro in acc. orizz. F_c^* : 0.270
 $S_d(T_1) = 2.564$
 $F_h = 34.48$

La verifica dei pilastri viene eseguita a presso flessione semplice e in campo elastico utilizzando l'espressione di Navier:

$$\sigma = N/A + M/W \leq f_{yd}$$

Con:

$$f_{yd} = f_{ydk}/\gamma_{M0}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

freccia = *freccia massima di esercizio*

f_{max} = *freccia massima ammissibile*

La freccia viene calcolata utilizzando l'espressione:

$$f = M^2/2EI$$

Verifica a presso flessione pilastro a cello per SLD ---> ($\alpha=0^\circ/\alpha=90^\circ$)

profilato	σ_{amm} (daN/cm ²)	N (daN)	I (daN*cm ⁴)	σ_{max} (daN/cm ²)	freccia (cm)	f_{max} (cm)
100x100*3	2238	110	11274	320.08	0.85	0.96

Stato limite Ultimo connesso con lo stato limite di SLV

Accelerazione orizzontale massima al sito a_g : 2.387
Val. del fat. di ampl. spettro in acc. orizz. F_0 : 2.257
Periodo del tratto a vel. cost. dello spettro in acc. orizz. F_c^* : 0.420
 $S_d(T_1) = 6.784$
 $F_h = 91.24$

La verifica del pilastro viene eseguita nel caso in cui il cancello è **aperto** ed è soggetto ad un carico concentrato P posto ad una distanza $d/4$ dall'asse del pilastro (caso molto frequente di bambini che si mettono a giocare restando appesi al cancello) facendolo ruotare di 90° . Quando si esegue la verifica a cancello aperto non si tiene conto della presenza del vento P . Per tenere conto di queste rotazioni viene eseguita la verifica del pilastro e successivamente del punto di fondazione considerando un angolo di rotazione del cancello rispettivamente di $\alpha=0^\circ$, $\alpha=45^\circ$, $\alpha=90^\circ$, rispetto alla orizzontale.

L'azione sismica viene determinata tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{Kj}$$

i valori Ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I (DM/2008)

L'azione sismica così determinata per verificare gli SLU viene combinata con le altre azioni secondo la relazione 2.5.5 del DM/2008:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} Q_{K1} + \Psi_{22} Q_{K2} + \dots$$

Gli effetti sulla struttura sono combinati applicando l'espressione riportata al punto 7.3.15 del DM/2018:

$$1.0 \cdot E_x + 0.3 \cdot E_y$$

Con:

$$E_x = E_y$$

$$G_1 = 80$$

$$G_2 = 0$$

La verifica dei pilastri viene eseguita a presso flessione composta utilizzando l'espressione:

$$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$$

Con:

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

$$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

A area del profilato

W modulo di resistenza elastico della sezione

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

valida per tutte le classi di acciaio e molto conservativa per le sezioni di classe 1 e 2.

La verifica a taglio viene eseguita utilizzando l'espressione:

$$V_{Ed}/V_{Rd} \leq 1$$

Con:

V_{Ed} azione tagliante di esercizio

$$V_{Rd} = A_v * f_{yk} / \gamma_{M0} * \sqrt{3}$$

$A_v = A * h / (b + h)$ oppure $A_v = A * b / (b + h)$ per profilati cavi

Verifica pilastro agli SLU per $\alpha=0^\circ$

profilato	N_{Ed} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$
100x100*3	131	7469	24897	0.40

Verifica pilastro agli SLU per $\alpha=45^\circ$

profilato	N_{Ed} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$
100x100*3	131	22886	22886	0.57

Verifica pilastro agli SLU per $\alpha=90^\circ$

profilato	N_{Ed} (daN)	$M_{x,Ed}$ (daN*cm)	$M_{y,Ed}$ (daN*cm)	$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,Rd} \leq 1$
100x100*3	131	24897	7469	0.40

Verifica a taglio pilastro per $\alpha=0^\circ$ (SLU)

profilato	T_x (daN)	T_y (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x100*3	148	0	2350	5.82	7520.40	0.02

Verifica a taglio pilastro per $\alpha=45^\circ$ (SLU)

profilato	T_x (daN)	T_y (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x100*3	136	136	2350	5.82	7520.40	0.01

Verifica a taglio pilastro per $\alpha=90^\circ$ (SLU)

profilato	T_x (daN)	T_y (daN)	f_{yk} (daN/cm ²)	A_v (cm ²)	$V_{c,RD}$ (daN)	$V_{ED}/V_{c,RD} \leq 1$
100x100*3	44	192	2350	5.82	7520.40	0.02

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE PLINTI DI FONDAZIONE

PER CARICHI DOVUTI ALL'AZIONE SISMICA

Verifica capacita' portante SLE connesso con lo Stato Limite di Danno (DLD)

approccio 1 unica (A1+M1+R3)

Per il calcolo del carico limite, in condizioni sismiche, si utilizza la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

In questa espressione oltre i termini precedentemente indicati figurano i termini:

c_γ = coefficiente correttivo dovuti all'effetto cinematico.

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

con:

$$e_x = M_y / N$$

$$e_y = M_x / N$$

$$L1 = L - 2 \cdot e_x$$

$$B1 = B - 2 \cdot e_y$$

γ_t = peso specifico terreno in daN/mc³

c = coesione

e = eccentricita' dei carichi

L = larghezza della fondazione

B = Lunghezza della fondazione

D = Ammorsamento plinto = altezza plinto

$$N_q = \text{tg}^2[(\pi/4) + (\varphi/2)] \cdot e^{\varphi \cdot \text{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi$$

$$q = D \cdot \gamma_t$$

$$s_c = 1 + (B \cdot N_q) / (L1 \cdot N_c)$$

$$s_q = 1 + (0.4 \cdot (B/L1) \cdot \text{tg} \varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot (B/L1))$$

nel caso in cui D > B:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot \arctg(D/B1)$$

altrimenti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctg(D/B1)$$

$$k_{hk} = \beta_q \cdot S_s \cdot \sigma_T \cdot a_g / g$$

$$c_\beta = (1 - k_{hk} / \tan \varphi)^{0.45}$$

$$k_{ki} = S_s \cdot \sigma_T \cdot a_g / g$$

$$z_\beta = (1 - k_{ki} / \tan \varphi)^{0.35}$$

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	z _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	z _q
0.00	30.14	1.66	1.13	1	1	1	0	750.00	18.40	1.63	1	1	1	1	0

*

B1	γ _t	N _γ	s _γ	d _γ	i _γ	g _γ	b _γ	z _γ	c _γ	e _x	e _y	L1
1.11	1500	20.09	0.57	1	1	1	1.00	0.99	0.98	0.05	0.00	1.11

Verifica allo scorrimento

La verifica allo scorrimento per forze orizzontale viene stata eseguita secondo l'approccio 2, combinazione unica in condizionin sismiche, utilizzando la formula:

$$R_d = 1/\gamma_R * [N_d * *tg \varphi/\gamma_\varphi]$$

Per la verifica deve risultare :

$$T_d \leq R_d$$

Verifica a plinto pilastro cancello per SLD ---> ($\alpha=0^\circ/\alpha=90^\circ$)

$\sigma_t(\text{daN/cm}^2)$	$Q_{lim}(\text{daN/cm}^2)$	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	$N_d(\text{daN})$	$T_d(\text{daN})$	$R_d(\text{daN})$	$T_d/R_d \leq 1$
0.18	3.40	2.30	8.25	2378.34	91.28	1248.30	0.07

RELAZIONE TIPO

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE PLINTI DI FONDAZIONE

PER CARICHI DOVUTI ALL'AZIONE SISMICA

Verifica capacita' portante SLU di tipo strutturale (STR)

approccio 1 unica (A1+M1+R3)

Per il calcolo del carico limite, in condizioni sismiche, si utilizza la formula di Brinch-Hansen, che esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma_t \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$$

In questa espressione oltre i termini precedentemente indicati figurano i termini:

c_γ = coefficiente correttivo dovuti all'effetto cinematico.

z_c, z_q, z_γ = coefficienti correttivi dovuti all'effetto inerziale;

con:

$$e_x = M_y / N$$

$$e_y = M_x / N$$

$$L1 = L - 2 \cdot e_x$$

$$B1 = B - 2 \cdot e_y$$

γ_t = peso specifico terreno in daN/mc³

c = coesione

e = eccentricita' dei carichi

L = larghezza della fondazione

B = Lunghezza della fondazione

D = Ammorsamento plinto = altezza plinto

$$N_q = \text{tg}^2[(\pi/4) + (\varphi/2)] \cdot e^{\varphi \cdot \text{tg} \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi$$

$$q = D \cdot \gamma_t$$

$$s_c = 1 + (B \cdot N_q) / (L1 \cdot N_c)$$

$$s_q = 1 + (0.4 \cdot (B/L1) \cdot \text{tg} \varphi)$$

$$s_\gamma = 1 - (0.4 \cdot (B/L1))$$

nel caso in cui D > B:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot \text{arctg}(D/B1)$$

altrimenti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg} \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \text{arctg}(D/B1)$$

$$k_{hk} = \beta_q \cdot S_s \cdot \sigma_T \cdot a_g / g$$

$$c_\beta = (1 - k_{hk} / \tan \varphi)^{0.45}$$

$$k_{ki} = S_s \cdot \sigma_T \cdot a_g / g$$

$$z_\beta = (1 - k_{ki} / \tan \varphi)^{0.35}$$

valori dei coefficienti -----> (per $\alpha=0^\circ$) :

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	z _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	z _q
0.00	30.14	1.53	1.15	1	1	1	0	750.00	18.40	1.50	1	1	1	1	0

*

B1	γ_t	N _γ	s _γ	d _γ	i _γ	g _γ	b _γ	z _γ	c _γ	e _x	e _y	L1
0.99	1500	20.09	0.65	1	1	1	1.00	0.94	0.92	0.03	0.10	1.14

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	z _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	z _q
0.00	30.14	1.61	1.15	1	1	1	0	750.00	18.40	1.58	1	1	1	1	0

*

B1	γ _t	N _γ	s _γ	d _γ	i _γ	g _γ	b _γ	z _γ	c _γ	e _x	e _y	L1
1.01	1500	20.09	0.60	1	1	1	1.00	0.94	0.92	0.10	0.10	1.01

valori dei coefficienti -----> (α=90°) :

c	N _c	s _c	d _c	i _c	g _c	b _c	z _c	q	N _q	s _q	d _q	i _q	g _q	b _q	z _q
0.00	30.14	1.70	1.13	1	1	1	0	750.00	18.40	1.66	1	1	1	1	0

*

B1	γ _t	N _γ	s _γ	d _γ	i _γ	g _γ	b _γ	z _γ	c _γ	e _x	e _y	L1
0.99	1500	20.09	0.54	1	1	1	1.00	0.94	0.92	0.10	0.03	0.99

RELAZIONE TPO

Verifica allo scorrimento agli SLU per carichi di tipo strutturale (STR)

La verifica allo scorrimento per forze orizzontale viene stata eseguita secondo l'approccio 2, combinazione unica in condizionin sismiche, utilizzando la formula:

$$R_d = 1/\gamma_R * [N_d * *tg \varphi/\gamma_\varphi]$$

Per la verifica deve risultare :

$$T_d \leq R_d$$

Verifica plinto pilastro cancello per SLV ---> ($\alpha=0^\circ$)

$\sigma_t(\text{daN/cm}^2)$	$Q_{lim}(\text{daN/cm}^2)$	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	$N_d(\text{daN})$	$T_d(\text{daN})$	$R_d(\text{daN})$	$T_d/R_d \leq 1$
0.21	3.08	2.30	6.34	2378.34	148.04	2378.34	0.12

Verifica plinto pilastro cancello per SLV ---> ($\alpha=45^\circ$)

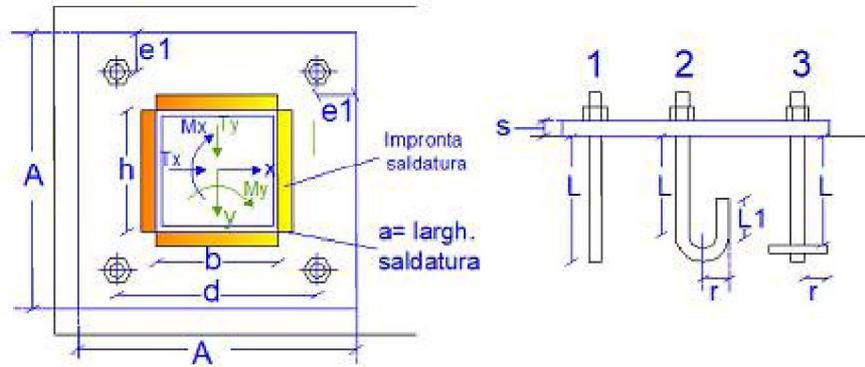
$\sigma_t(\text{daN/cm}^2)$	$Q_{lim}(\text{daN/cm}^2)$	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	$N_d(\text{daN})$	$T_d(\text{daN})$	$R_d(\text{daN})$	$T_d/R_d \leq 1$
0.23	3.13	2.30	5.81	2378.34	136.08	1248.30	0.11

Verifica plinto pilastro cancello per SLV ---> ($\alpha=45^\circ$)

$\sigma_t(\text{daN/cm}^2)$	$Q_{lim}(\text{kg/cm}^2)$	γ_r	$Q_{amm}/\sigma_t \geq 1$	$N_d(\text{daN})$	$T_d(\text{kg})$	$R_d(\text{daN})$	$T_d/R_d \leq 1$
0.21	3.13	2.30	6.45	2378.34	192.45	1248.30	0.15

RELAZIONE

VERIFICHE TIRAFONDI PER SLU



Caratteristiche dei tirafondi

Classe bullone	bullone tipo	Tensione di Snervamento (daN/cm ²)	Tensione di Rottura (daN/cm ²)	Area Resistente Ares (mm ²)
8.8	M14	6700	8000	115

Caratteristiche della piastra

Base/Altezza A - (mm)	spessore (mm)	e1 (mm)	Acciaio tipo	Tensione di Snervamento f _{yk} (daN/cm ²)	Tensione di Esercizio f _{yd} (daN/cm ²)
400	30	60	S235	2350	2238

Tirafondi - Verifica a Taglio

numero bulloni	F _{v,Ed} (daN)	F _{v,Rd} (daN)	F _{v,Ed} /F _{v,Rd}
4	147.00	17664.00	0.01

Tirafondi - Verifica a Trazione e Taglio-Trazione

F _{t,Ed} (daN)	F _{t,Rd} (daN)	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} ≤ 1	F _{v,Ed} /F _{v,Rd} + F _{t,Ed} /1.4*F _{t,Rd} ≤ 1
792	6624.0	0.12	0.09

Tirafondi - Verifica allo Sfilamento

L (mm)	L ₁ (mm)	r (mm)	F _{s,Ed} (daN)	F _{s,Rd} (daN)	F _{s,Ed} /F _{s,Rd} ≤ 1
200	100	40	792	7469	0.11

RELAZIONE

Piastra - Verifica a Flessione

spessore mm	M_{Ed} (daN*cm)	M_{Rd} (daN*cm)	M_{Ed}/M_{Rd}
30	7128.00	134285.00	0.05

Piastra - Verifica a Punzonamento

$B_{p,Ed}$ (daN)	$B_{p,Rd}$ (daN)	$B_{p,Ed}/B_{p,Rd} \leq 1$
792	24712.00	0.03

Piastra - Verifica a Rottamento

$F_{b,Ed}$ (daN)	$F_{b,Rd}$ (daN)	$F_{b,Ed}/F_{b,Rd} \leq 1$
147	17914.00	0.01

Caratteristiche geometriche e sollecitazioni massime nelle saldature

Sez. profilato (cm)	larg. saldat. (mm)	base/altezza saldatura (cm)	M_x (daN*cm)	M_y (daN*cm)	T_x (daN)	T_y (daN)
100x100*3	4	10	22176	22176	147	147

A_{so} (cm ²)	A_{sv} (cm ²)	A_w (cm ²)	$I_{x,so}$ (cm ⁴)	$I_{x,sv}$ (cm ⁴)	I_x (cm ⁴)	$I_{y,so}$ (cm ⁴)	$I_{y,sv}$ (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)
8.00	8.00	16.00	200.00	66.00	266.00	200.00	66.00	266

Verifica Saldature orizzontali

$T_{x,so}$ (daN)	$T_{y,so}$ (daN)	$M_{x,so}$ (daNcm)	$M_{y,so}$ (daNcm)	$\tau_{//}^{Tx}$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{My} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{Ty} (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{Ty} (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{Mx} (daN/cm ²)
73.00	73.00	16632.00	5544.00	9.24	138.60	4.62	4.62	138.60

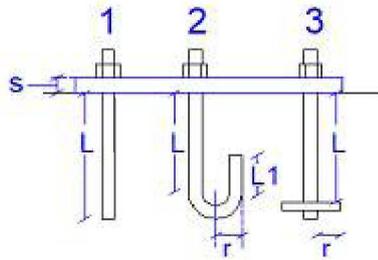
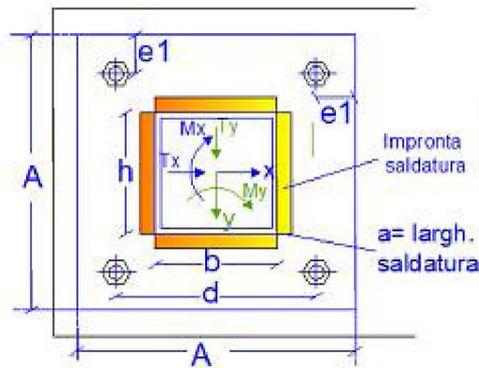
τ_{\perp}^{tot} (daN/cm ²)	$\sigma_{id} \leq f_d$ (daN/cm ²)	f_d (daN/cm ²)
281.82	282.39	2350.00

Verifica Saldature verticali

$T_{x,sv}$ (daN)	$T_{y,sv}$ (daN)	$M_{x,sv}$ (daNcm)	$M_{y,sv}$ (daNcm)	$\tau_{//}^{Ty}$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{Mx} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{Tx} (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{My} (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{Tx} (daN/cm ²)
73.00	73.00	5544.00	16632.00	9.24	415.80	4.62	1247.40	4.62

σ_{\perp}^{tot} (daN/cm ²)	$\sigma_{id} \leq f_d$ (daN/cm ²)	f_d (daN/cm ²)
1667.82	1667.92	2350.00

VERIFICHE TIRAFONDI PER SOLLECITAZIONI DOVUTI A: SLV



Caratteristiche dei tirafondi

Classe bullone	bullone tipo	Tensione di Snervamento (daN/cm ²)	Tensione di Rottura (daN/cm ²)	Area Resistente Ares (mm ²)
8.8	M14	640	8000	115

Caratteristiche della piastra

Base/Altezza A - (mm)	spessore (mm)	e1 (mm)	Acciaio tipo	Tensione di Snervamento f _{yk} (daN/cm ²)	Tensione di Esercizio f _{yd} (daN/cm ²)
400	30	60	S235	2350	2238

Tirafondi - Verifica a Taglio

numero bulloni	F _{v,Ed} (daN)	F _{v,Rd} (daN)	F _{v,Ed} /F _{v,Rd}
4	192.00	17664.00	0.01

Tirafondi - Verifica a Trazione e Taglio-Trazione

F _{t,Ed} (daN)	F _{t,Rd} (daN)	F _{t,Ed} /F _{t,Rd} ≤ 1	F _{v,Ed} /F _{v,Rd} +F _{t,Ed} /1.4*F _{t,Rd} ≤ 1
889	6624.0	0.13	0.11

Tirafondi - Verifica allo Sfilamento

L (mm)	L ₁ (mm)	r (mm)	F _{s,Ed} (daN)	F _{s,Rd} (daN)	F _{s,Ed} /F _{s,Rd} ≤ 1
200	100	40	889	7469	0.12

RELAZIONE E TIPO

Piastra - Verifica a Flessione

spessore mm	M_{Ed} (daN*cm)	M_{Rd} (daN*cm)	M_{Ed}/M_{Rd}
30	8002.00	134285.00	0.06

Piastra - Verifica a Punzonamento

$B_{p,Ed}$ (daN)	$B_{p,Rd}$ (daN)	$B_{p,Ed}/B_{p,Rd} \leq 1$
889	24712.00	0.04

Piastra - Verifica a Rottamento

$F_{b,Ed}$ (daN)	$F_{b,Rd}$ (daN)	$F_{b,Ed}/F_{b,Rd} \leq 1$
192	17914.00	0.01

Caratteristiche geometriche e sollecitazioni massime nelle saldature

Sez. profilato (cm)	larg. saldat. (mm)	base/altezza saldatura (cm)	M_x (daN*cm)	M_y (daN*cm)	T_x (daN)	T_y (daN)
100x100*3	4	10	24897	24897	148	192

A_{so} (cm ²)	A_{sv} (cm ²)	A_w (cm ²)	$I_{x,so}$ (cm ⁴)	$I_{x,sv}$ (cm ⁴)	I_x (cm ⁴)	$I_{y,so}$ (cm ⁴)	$I_{y,sv}$ (cm ⁴)	I_y (cm ⁴)
8.00	8.00	16.00	200.00	66.00	266.00	200.00	66.00	266

Verifica Saldature orizzontali

$T_{x,so}$ (daN)	$T_{y,so}$ (daN)	$M_{x,so}$ (daNcm)	$M_{y,so}$ (daNcm)	$\tau_{//}^{Tx}$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{My} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{Ty} (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{Ty} (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{Mx} (daN/cm ²)
74.00	96.00	18672.00	6224.00	9.25	155.61	6.01	4.62	155.61

τ_{\perp}^{tot} (daN/cm ²)	$\sigma_{id} \leq f_d$ (daN/cm ²)	f_d (daN/cm ²)
317.23	317.80	2350.00

Verifica Saldature verticali

$T_{x,sv}$ (daN)	$T_{y,sv}$ (daN)	$M_{x,sv}$ (daNcm)	$M_{y,sv}$ (daNcm)	$\tau_{//}^{Ty}$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{Mx} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{Tx} (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{My} (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{Tx} (daN/cm ²)
74.00	96.00	6224.00	18672.00	12.03	466.82	4.63	1400.46	4.63

σ_{\perp}^{tot} (daN/cm ²)	$\sigma_{id} \leq f_d$ (daN/cm ²)	f_d (daN/cm ²)
1871.91	1872.04	2350.00

VERIFICHE DELLE SALDATURE NEI CARDINI

Il collegamento del cancello con i pilastri laterali avviene a mezzo di cardini in acciaio che possono essere realizzati artigianalmente oppure prodotti industrialmente in serie. A seconda del tipo di cardine che viene utilizzato varia l'impronta della saldatura e quindi il relativo calcolo di verifica. Indicando con V le azioni verticali, con H le azioni orizzontali e con T quelle ad esse ortogonali. L'impronta superiore della saldatura cardine-cancello può essere soggetta a tutti e tre le azioni oppure soltanto a H e ad T ; l'impronta inferiore della saldatura pilastro-cancello è soggetta a tutte e tre le azioni. L'impronta della saldatura cardine-cancello è soggetta soltanto ad azioni verticali V ed orizzontali H .

La verifica della saldatura cardine pilastro, in presenza di sisma viene eseguita soltanto per $\alpha=0^\circ$ perché è in queste condizioni che si hanno sollecitazioni maggiori.

Il tipo di saldatura eseguita sarà **a cordone d'angolo**, le verifiche saranno eseguite utilizzando l'espressione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_{tk} / (\beta * \gamma_{M0})$$

nel rispetto a quanto previsto al punto (4.2.75) del DM/2017.

Con:

σ_{id} : tensione massima saldatura

σ_{\perp} : tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

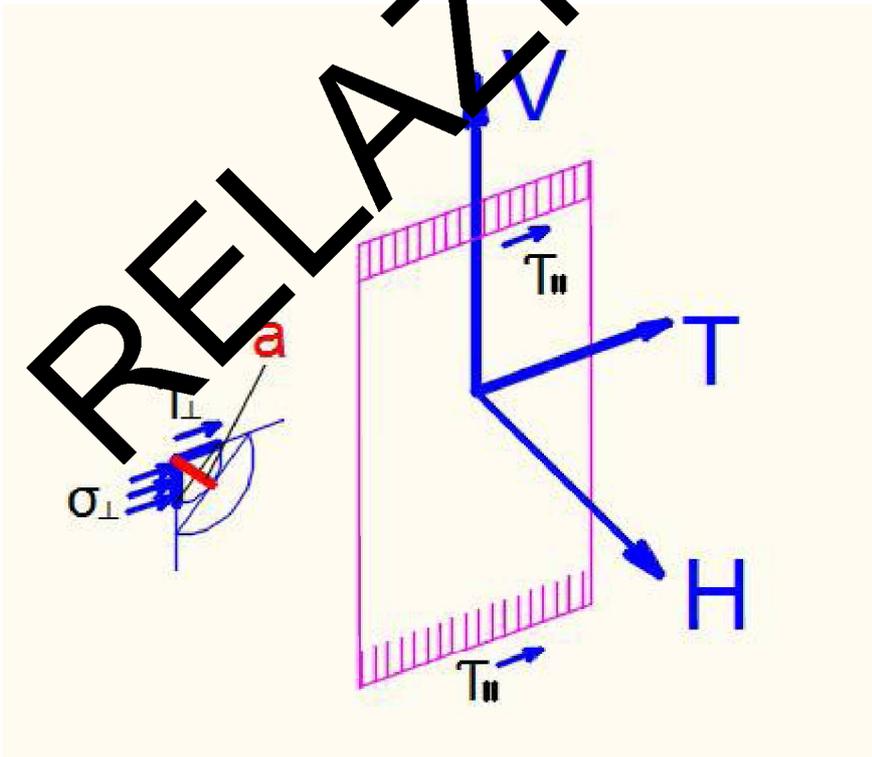
τ_{\perp} : tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

τ_{\parallel} : tensione tangenziale parallela all'asse del cordone all'asse del cordone

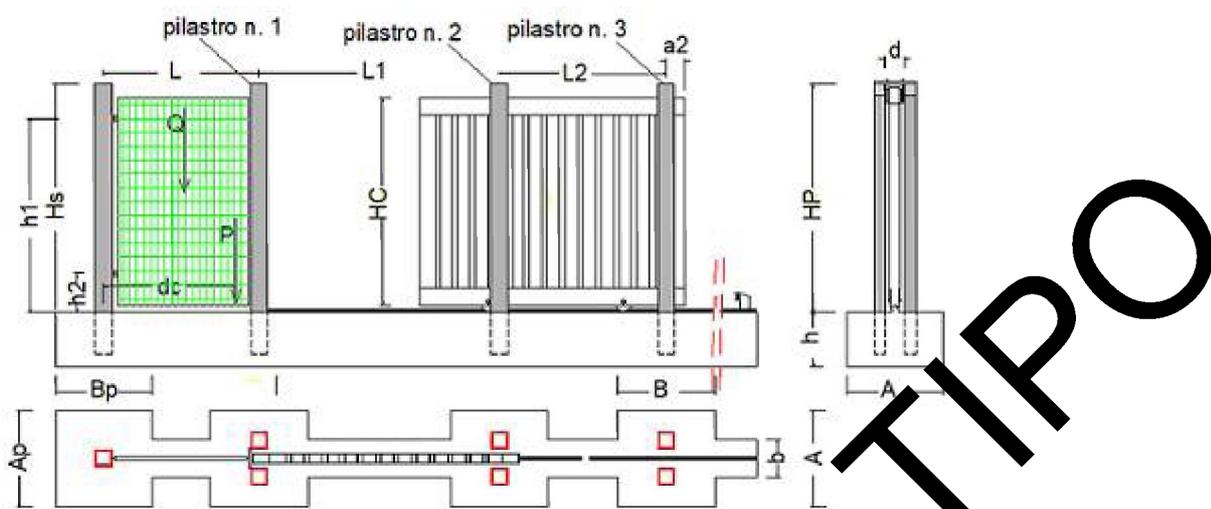
f_{tk} : resistenza a rottura del più debole elemento da collegare

β : coefficiente funzione del tipo di acciaio

γ_{M0} : coefficiente di sicurezza pari ad 1.25



Con d_1 e' stata indicata la distanza del pilastro dal confine. E' buona norma realizzare un fermo all'interno della proprieta' che formi un angolo non maggiore di $\alpha=90^\circ$ con l'asse stradale in modo da evitare che una apertura maggiore $\alpha=90^\circ$ possa generare degli sforzi di trazione H molto elevati e provocare lo scollamento della saldatura.



13.20	13.20	0.00	0.00	22.68	13.20	13.20	47.33	3600.00
-------	-------	------	------	-------	-------	-------	-------	---------

H (daN)	T (daN)	V (daN)
104.54	104.54	127.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
9.33	9.33	11.34	11.34	18.67	20.67	20.67	52.40	3600.00

Verifica Saldature verticali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
9.33	9.33	9.33	9.33	22.68	18.67	18.67	54.19	3600.00

Sollecitazioni cardine superiore per SLV ---> ($\alpha=90^\circ$)

H (daN)	T (daN)	V (daN)
0.00	147.84	127.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
0.00	0.00	11.34	11.34	26.40	11.34	11.34	51.04	3600.00

Verifica Saldature verticali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
0.00	0.00	13.20	13.20	22.68	13.20	13.20	47.33	3600.00

Sollecitazioni cardine superiore in presenza di vento per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
147.84	16.67	127.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	11.34	11.34	2.98	24.54	24.54	49.35	3600.00

Verifica Saldature verticali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	1.49	1.49	22.68	14.69	14.69	49.05	3600.00

Sollecitazioni cardine superiore in presenza di sisma per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
85.20	65.20	55.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
7.61	7.61	4.91	4.91	11.64	12.52	12.52	32.15	3600.00

Verifica Saldature verticali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
7.61	7.61	5.82	5.82	9.82	13.43	13.43	32.79	3600.00

RELAZIONE TRIP

13.20	13.20	0.00	0.00	22.68	13.20	13.20	47.33	3600.00
-------	-------	------	------	-------	-------	-------	-------	---------

H (daN)	T (daN)	V (daN)
104.54	104.54	127.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
9.33	9.33	11.34	11.34	18.67	20.67	20.67	52.4	3600.00

Verifica Saldature verticali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
9.33	9.33	9.33	9.33	22.68	18.67	18.67	54.19	3600.00

Sollecitazioni cardine inferiore per SLV ---> ($\alpha=90^\circ$)

H (daN)	T (daN)	V (daN)
0.00	147.84	127.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
0.00	0.00	11.34	11.34	22.68	11.34	11.34	51.04	3600.00

Verifica Saldature verticali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
0.00	0.00	13.20	13.20	22.68	13.20	13.20	47.33	3600.00

Sollecitazioni cardine inferiore in presenza di vento per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
147.84	108.34	127.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	11.34	11.34	19.35	24.54	24.54	59.43	3600.00

Verifica Saldature verticali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	9.67	9.67	22.68	22.87	22.87	60.30	3600.00

Sollecitazioni cardine inferiore in presenza di sisma per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
85.20	10.87	55.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
7.61	7.61	4.91	4.91	1.94	12.52	12.52	25.26	3600.00

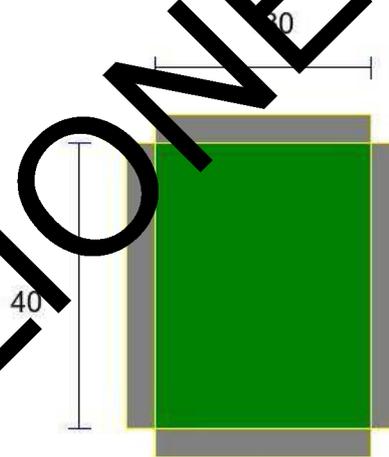
Verifica Saldature verticali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
7.61	7.61	0.97	0.97	9.82	8.58	8.58	22.16	3600.00

Impronta saldatura cardine sup./infer. cancello

Larghezza di calcolo saldatura a=4 mm

■ Impronta cardine da saldare ■ Impronta saldatura



Caratteristiche geometriche saldatura

a (mm)	b (mm)	h (mm)	A _{so} (cm ²)	A _{sv} (cm ²)	A _s (cm ²)
4	30	40	2.40	3.20	5.60

Sollecitazioni cardine superiore per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
147.84	0.00	127.00

Verifica Saldature orizzontali per SLV

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	11.34	11.34	0.00	24.54	24.54	49.08	3600.00

Verifica Saldature verticali per SLV

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	0.00	0.00	22.68	13.20	13.20	47.35	3600.00

Sollecitazioni cardine superiore in presenza di vento per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
147.34	6.67	127.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	11.34	11.34	2.98	24.54	24.54	49.35	3600.00

Verifica Saldature verticali per SLV

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	1.49	1.49	22.68	14.69	14.69	49.05	3600.00

Sollecitazioni cardine superiore in presenza di sisma per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
85.20	65.20	55.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
7.61	7.61	4.91	4.91	11.64	12.52	12.52	32.15	3600.00

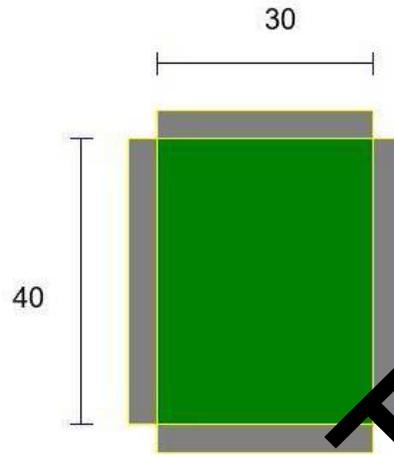
Verifica Saldature verticali per SLV

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daNg/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
7.61	7.61	5.82	5.82	9.82	13.43	13.43	31.79	3600.00

Impronta saldatura cardine sup./infer. cancello

Larghezza di calcolo saldatura $a=4$ mm

■ Impronta cardine da saldare ■ Impronta saldatura



Caratteristiche geometriche saldatura card. inf. cancello

a (mm)	b (mm)	h (mm)	$A_{so}(\text{cm}^2)$	$A_{sv}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$
4	30	40	2.40	3.20	5.60

Sollecitazioni cardine inferiore cancelli per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
147.84	0.00	127.00

Verifica Saldature orizzontali per SLV

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	11.34	11.34	0.00	24.54	24.54	49.08	3600.00

Verifica Saldature verticali per SLV

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	0.00	0.00	22.68	13.20	13.20	47.36	3600.00

Sollecitazioni cardine inferiore cancello in presenza di vento per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
147.34	98.34	127.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	11.34	11.34	19.35	24.54	24.54	59.43	3600.00

Verifica Saldature verticali per SLV

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
13.20	13.20	9.67	9.67	22.68	22.87	22.87	60.30	3600.00

Sollecitazioni cardine inferiore cancello in presenza di sisma per SLV

H (daN)	T (daN)	V (daN)
85.20	10.87	55.00

Verifica Saldature orizzontali

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^V (daN/cm ²)	τ_{\perp}^V (daN/cm ²)	$\tau_{//}^T$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
7.61	7.61	4.91	4.91	1.94	12.52	12.52	25.26	3600.00

Verifica Saldature verticali per SLV

σ_{\perp}^H (daN/cm ²)	τ_{\perp}^H (daN/cm ²)	σ_{\perp}^T (daN/cm ²)	τ_{\perp}^T (daN/cm ²)	$\tau_{//}^V$ (daN/cm ²)	σ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	τ_{\perp}^{somma} (daN/cm ²)	σ_{id} (daN/cm ²)	$\leq f_d$ (daN/cm ²)
7.61	7.61	0.97	0.97	9.82	8.58	8.58	24.16	3600.00

VERIFICA PLINTI DI FONDAZIONE E TRAVE DI COLLEGAMENTO

Il plinto di fondazione pur soggetto a sollecitazione di compressione e di flessione, essendo entrambe molto basse non si ritiene opportuno eseguire la verifica delle tensioni del calcestruzzo e delle armature. Al fine di evitare fessurazioni nel calcestruzzo saranno disposte armature minime a flessione atte ad assicurare una azione cerchiante del calcestruzzo.

L'armatura da adottare per la trave di collegamento deve assorbire uno sforzo di trazione pari ad 1/10 dello sforzo normale.

ato il basso valore dello sforzo normale per la trave di collegamento si adotta la minima armatura a trazione.

Calcolo Armatura minima Plinti di Fondazione Cannello Pedonale

Larghezza plinto (B) (<i>lato parralelo al cancello</i>) cm :	120
Lunghezza plinto (A) (<i>lato ortogonale al cancello</i>) cm :	120
Altezza plinto (h) cm :	50
Copriferro cm :	5

VERIFICA SEZIONE E-E

Base plinto (B) (<i>lato paralelo al cancello</i>) cm :	120
Altezza plinto (h) cm :	50
Armatura minima cm ² :	16.54
Diametro ferri mm:	14
Numero ferri :	11
Area ferri adottati :	16.94
Momento Resistente Sezione(M _{Rd}) secondo la Larghezza (A) : daN*cm	2642860

VERIFICA SEZIONE F-F

Base plinto (A) (<i>lato ortogonale al cancello</i>) cm :	120
Altezza plinto (h) cm :	50
Armatura minima cm ² :	16.54
Diametro ferri mm:	14
Numero ferri :	11
Area ferri adottati :	16.94
Momento Resistente Sezione (M _{Rd}) : daN*cm	2642860

>

Calcolo Armatura minima Plinti di Fondazione Cannello Scorrevole

Larghezza plinto (B) (<i>lato parralelo al cancello</i>) cm :	100
Lunghezza plinto (A) (<i>lato ortogonale al cancello</i>) cm :	100
Altezza plinto (h) cm :	50
Copriferro cm :	5

VERIFICA SEZIONE A-A

Base plinto (B) (<i>lato parralelo al cancello</i>) cm :	100
Altezza plinto (h) cm :	50
Armatura minima cm ² :	13.78
Diametro ferri mm:	14
Numero ferri :	9

Area ferri adottati : 13.86
Momento Resistente Sezione(M_{Rd}) secondo la Larghezza (A) : daN*cm 2162340

VERIFICA SEZIONE B-B

Base plinto (A) (*lato ortogonale al cancello*) cm : 100
Altezza plinto (h) cm : 50
Armatura minima cm^2 : 13.78
Diametro ferri mm: 14
Numero ferri : 9
Area ferri adottati : 13.86
Momento Resistente Sezione(M_{Rd}) : daN*cm 2162340

>

Calcolo Armatura minima Trave di collegamento plinti

Larghezza trave (b) cm : 50
Altezza trave (h) cm : 40
Copriferro cm : 5
Numero ferri longitudinali: 6
Diametro ferri mm: 14
Staffe \varnothing 8 ogni 25 cm.

RELAZIONE TIPO

ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI
GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

Il programma di calcolo utilizzato e' stato realizzato dallo studio tecnico dell' Ing. Giuseppe Margani, ubicato in Niscemi, via Terranova 9.

Le modalita' d'uso del programma sono visibili nel video redatto dallo stesso Autore e visibile all'interno del sito: www.margani.eu.

Il calcolo e' stato eseguito prima manualmente e poi trasformato in codici. L'intero programma e' stato scritto con linguaggio Python. I calcoli sono conformi alle normativa vigente richiamata all'interno della relazione di calcolo. Il programma e' stato testato diverse volte in considerazione delle caratteristiche delle varie zone del territorio italiano. Il programma tratta soltanto la soluzione di cancelli scorrevoli su rotaia azionato manualmete o/e elettricamente. Il calcolo puo' essere eseguito considerando la presenza di due o tre pilastri costituito da un gruppo di 2 o 4 profilati in acciaio scatolare.

Le opere, oggetto della presente relazione risultano di proprieta' della ditta : San Paolo Rossi

Il programma utilizzato per la esecuzione dei calcoli e' stato concesso in uso a : Ing. Mario Rossi

il calcolista

RELAZIONE TIPO